

69.059
Г52

Д. Г. Гладишев, Г. М. Гладишев



ДОСЛІДЖЕННЯ

технічного стану будівель,
споруд та їхніх елементів

УДК 624.04, 624.159.4
ББК 38.112:38.58
Г 52

Рецензенти:

Бабич Є.М., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри інженерних конструкцій Рівненського національного університету водного господарства та природокористування, заслужений діяч науки і техніки України, академік Академії будівництва України та Академії наук вищої освіти України;

Гнідець Б.Г., доктор технічних наук, професор кафедри технології та організації будівництва Львівського державного аграрного університету, дійсний член Академії Архітектури, дійсний член Академії будівництва України, керівник Львівського відділення Академії будівництва України;

Демчина Б.Г., доктор технічних наук, професор кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету "Львівська політехніка", академік Академії будівництва України

*Рекомендувала Вчена рада
Національного університету "Львівська політехніка"
(Протокол № 46 від 25.10.2011 р.)*

Гладишев Д.Г.

Г 522 Дослідження технічного стану будівель, споруд та їх елементів: монографія / Д.Г. Гладишев, Г.М. Гладишев. - Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2012. - 304 с
ISBN 978-617-607-201-0

Наведено результати закінчених і реалізованих на різних підприємствах робіт з дослідження технічного стану будівель, споруд для їхньої реконструкції. Реконструкція була пов'язана з відновленням і покращенням експлуатаційних показників будівель, споруд та їхніх елементів на базі ретельного аналізу проведених натурних досліджень їхніх технічних станів і схем роботи.

Для наукових та інженерно-технічних працівників, аспірантів, магістрів, студентів вищої та спеціальної освіти, які спеціалізуються у напрямках реконструкції та діагностики технічних станів будівель і споруд.

УДК 624.04, **624.159.4**
ББК 38.112:38.58

© Гладишев Д.Г., Гладишев Г.М., 2012
© Національний університет
ISBN 978-617-607-201-0

"Львівська політехніка", 2012

| | |
|---|------------|
| Вступ | 5 |
| Розділ 1. Загальні питання реконструкції будівель, споруд та завдання дослідження їхнього технічного стану | 7 |
| 1.1. Фактори, які впливають на якість будівництва..... | 10 |
| 1.2. Ідентифікація марок збірних залізобетонних конструкцій за результатами обстежень для реконструкції будинків та споруд..... | 23 |
| 1.3. Дослідження причин руйнування залізобетонних стояків ультразвуковим імпульсним методом..... | 27 |
| 1.4. Діагностика бетону залізобетонних колон ультразвуковим імпульсним методом..... | 31 |
| 1.5. Причини аварії металевих конструкцій покриття | 36 |
| 1.6. Вплив конструктивних особливостей одноповерхових однопрогонових рам на зміну розпірних зусиль у ригелях | 45 |
| 1.7. Експериментальне оцінювання впливу мінливості кроку армування монолітних залізобетонних плит на їхню несучу здатність та характер тріщиноутворень..... | 54 |
| 1.8. Опрацювання даних інструментального обстеження бетону з оцінюванням його фактичного стану з врахуванням фактора часу | 68 |
| 1.9. Статистичне обґрунтування постійного навантаження від теплоізоляційного килиму на плити покриття та оцінювання умов експлуатації суміщеного даху | 77 |
| Розділ 2. Силоси і силосні корпуси..... | 94 |
| 2.1. Оцінювання технічного стану залізобетонних силосів в на ВАТ "Миколаївцемент" | 94 |
| 2.2. Варіант реконструкції днищ силосів під великі зосереджені навантаження..... | 104 |
| 2.3. Оцінювання мінливості кроків арматури у монолітній залізобетонній плиті надсилосного перекриття | 110 |
| Розділ 3. Градирні | 119 |
| 3.1. Результати обстеження нахиленої колонади градирні ст. № 1 Київської ТЕЦ-6 | 119 |
| 3.2. Перерозподіл навантажень від оболонки на колони нахиленої колонади залізобетонної градирні ст. № 1 на Київській ТЕЦ-6..... | 125 |
| 3.3. Дослідження особливостей напруженого стану елементів ребристої градирні у разі температурних навантажень | 130 |
| 3.4. Скінченно-елементний аналіз градирні | 138 |
| 3.5. Аналіз явища усадки бетону на прикладі колон нахиленої колонади градирні..... | 143 |
| 3.6. Вплив поздовжніх усадкових тріщин на особливість роботи колон круглого перерізу..... | 149 |

| | |
|---|-----|
| 3.7. Реконструкція водоохолоджувального пристрою градирні № 2 на Зуївській ТЕС..... | 157 |
| 3.8. Досвід обстеження, підсилення та ремонту оболонки збірної ребристої залізобетонної біконічної градирні..... | 163 |
| Розділ 4. Димові труби | 173 |
| 4.1. До методики оцінювання стану залізобетонних оболонок димарів для вибору послідовності їхнього обстеження в часі | 173 |
| 4.2. Визначення фактичної міцності бетону за результатами обстеження стовбура залізобетонної димової труби Н= 120м на Київській ст. 2 | 182 |
| 4.3. Реконструкція димової труби Н=120 м на Київській ст. 2 в контексті містобудівного регулювання, використання і забудови міських територій | 188 |
| Розділ 5. Промислові та цивільні будівлі і споруди | 193 |
| 5.1. Підвищення надійності роботи ригеля під другий підшипник рами фундаменту № 12 турбоагрегату К-200-130-ЛМЗ на Бурштинській ДРЕС..... | 193 |
| 5.2. Варіант підсилення несучих цегляних стін будинку кінотеатру..... | 197 |
| 5.3. Дослідження багатопогонової багатоповерхової рами з "неосьовою" схемою роботи ригелів для визначення резервів їх несучої здатності | 201 |
| 5.4. Дослідження ригелів чотириповерхових багатопролітних залізобетонних рам для виявлення розпірних зусиль на опорах ригелів | 206 |
| 5.5. Вплив розпірних зусиль на опорах ригелів залізобетонного рамного каркаса на тріщиноутворення в колонах | 214 |
| 5.6. Нетрадиційне сполучення сумісної роботи різних типів фундаментів..... | 219 |
| 5.7. Досвід ліквідації аварійного стану стрічкових фундаментів..... | 222 |
| 5.8. Діагностика бетону ростверку фундаменту та підготовки під металеву раму компресора | 229 |
| 5.9. Досвід доповнення фасаду сходовою кліткою з шахтою РЕЙ-ліфта..... | 240 |
| 5.10. Вплив землетрусу на технічний стан каркаса головного корпусу ТЕЦ ум. Кишинів..... | 244 |
| 5.11. Обстеження та реконструкція центральної башти бювету мінеральних вод у м. Трускавець..... | 252 |
| 5.12. Обстеження та реконструкція покриття бювету мінеральних вод ум. Трускавець..... | 262 |
| 5.13. Конструктивне вирішення складу вугілля на цементному заводі "Щуровський цемент" у м. Коломна | 286 |
| Список літератури | 296 |

Забезпечення надійності несучих конструкцій будівель і споруд, які підлягають реконструкції, вимагає об'єктивного оцінювання їхнього технічного стану, а тому методам дослідження для оцінювання технічного стану традиційно надається велике значення. Розроблення проектів реконструкції будинків або споруд, з розробленням технології ремонтів та, за необхідності, рішень з підсилення їх елементів, має бути виконане з метою доведення їх до стану, що відповідає вимогам чинних норм з несучої спроможності, експлуатаційної придатності та довговічності.

Реконструкція традиційно пов'язана з відновленням та покращенням експлуатаційних показників будівель і споруд на базі ретельного аналізу проведених досліджень технічних станів та аналізу фактичних схем їх роботи для розроблення раціональних проектних рішень.

Вихідними матеріалами для визначення технічного стану конструкцій будівель та споруд слугують результати їх обстежень, які повинні бути виконані в обсязі достатньому для повного його усвідомлення. Ремонт і підсилення будівельних конструкцій з метою відновлення чи збільшення їхньої несучої спроможності та експлуатаційної придатності потрібно проектувати на основі даних, одержаних під час їх обстеження відповідно до нормативних документів з питань обстеження, паспортизації, надійної і безпечної експлуатації виробничих будинків і споруд різного призначення.

Якщо методика обстеження більшості будівельних конструкцій промислових і цивільних будівель розроблена до рівня нормативних документів, то для спеціальних споруд – вона практично відсутня. Цю проблему автори зробили спробу вирішити на базі чинних нормативних документів та нагромадженого досвіду з дослідження фактичних станів конструкцій будівель і споруд в стадії їх експлуатації на діючих підприємствах України та близького зарубіжжя. Публікації з цих питань у постановці, максимально наближеній до вимог чинного нормативного документа [61], в нашій країні відсутні.

Автори виконали в натурних умовах інструментальні дослідження технічних станів будівель, споруд різного призначення та залізобетонних спеціальних висотних споруд, таких, як труби, градирні, силоси до складу яких входять тонкостінні оболонки. Розробили на основі досліджень будівель і споруд прогресивні конструктивні рішення для їхньої реконструкції, які відповідають вимогам надійності та експлуатаційної довговічності. У кожному розділі монографії обґрунтовані матеріали обстежень, наведені результати

експериментальних та теоретичних досліджень залізобетонних конструкцій будівель і споруд та їхніх конструктивних елементів, проблемних з погляду їхньої несучої спроможності (розділи 1.7, 3.6). На підставі аналізу результатів досліджень зроблені висновки і наведені рекомендації для забезпечення надійної експлуатації будівель, споруд та їхніх елементів.

У монографії узагальнені матеріали обстежень, теоретичних і експериментальних досліджень роботи залізобетонних конструкцій будівель і споруд та їхніх конструктивних елементів з урахуванням факторів, що впливають на якість будівництва, не врахованих під час проектування, або тих, які виникли під час експлуатації. Наведені підходи до дослідження технічних станів конструкцій: обґрунтування рівня діючих постійних навантажень (розділ 1.9), снігових навантажень (розділ 1.5), мінливості армування (розділи 1.7, 2.1, 2.3) та міцності бетону (розділи 1.8, 4.2), аналізу статичних схем роботи будівель і споруд (розділи 3.2–3.4, 5.1–5.6) під час реконструкції для виявлення резервів несучої здатності в них самих та їхніх елементах з урахуванням терміну їхнього експлуатації (розділ 1.8). Розглянуті конструктивні рішення з підсилення залізобетонних елементів будівель і споруд різного призначення (розділи: 1.5, 2.2, 3.8, 5.1, 5.2, 5.7, 5.12). Одержано результати досліджень, аналізу та рішень з забезпечення надійної експлуатації конструкцій, які були використані у розробленні проектів з реконструкції будівель і споруд. Ці роботи вимагали індивідуальних підходів, прогресивних конструктивних інженерних рішень, зокрема і ефективний захист конструкцій від дії агресивного середовища.

Автори запропонували підходи до дослідження технічних станів будівель і споруд під час їх обстеження; одержані дані експериментальних та інструментальних досліджень можна використати для подальшого вдосконалення нормативної бази з питань забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівель і споруд та створення бази даних виконаних робіт такого напрямку.

Одержуючи дослідні дані для наукової роботи, автори використовували можливості співпраці з науковими, проектними, виробничими фірмами та спеціалізованими організаціями, які працюють у напрямках реконструкції та діагностики технічних станів будівель, споруд.

Експериментальні дослідження елементів будівель і споруд виконували безпосередньо на реальних об'єктах та у лабораторіях кафедр архітектурних конструкцій і будівельних конструкцій та мостів Національного університету "Львівська політехніка" в межах аспірантських та магістерських робіт.

ЗАГАЛЬНІ ПИТАННЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ, СПОРУД ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ ЇХНЬОГО ТЕХНІЧНОГО СТАНУ

Підвищення економічного потенціалу України пов'язане з інтенсифікацією технічного переоснащення і реконструкцією діючих підприємств, що сьогодні є найважливішим завданням. Відомо, що питомі капітальні вкладення на одиницю приросту потужності (випуску продукції) знижуються до 40 %, а тривалість робіт скорочується в 2–3 рази порівняно з новим будівництвом.

До реконструкції діючого підприємства належить здійснюване за єдиним проектом повне або часткове переобладнання і переналаштування виробництва (без будівництва нових та розширення діючих будівель і споруд основного виробничого призначення, але з будівництвом нових і розширенням діючих об'єктів допоміжного та обслуговуючого призначення) із заміною морально застарілого і фізично зношеного устаткування, механізацією і автоматизацією виробництва тощо.

Технічне переоснащення і реконструкція будівель і споруд спричиняють зміну навантажень і схем їх прикладання, по-іншому вирішують і конструктивну схему. До збільшення або зменшення навантажень, діючих на конструкції, призводить заміна старої технології на нову досконалішу, пов'язану з підвищенням ефективності виробництва і охорони довкілля тощо.

У разі збереження конструкцій будівель і споруд, що експлуатувалися, створюються умови для індивідуального підходу до кожного конкретного об'єкта з врахуванням фактичного стану і дійсної роботи його конструкцій. До того ж для підсилення конструкцій можна розробляти як індивідуальні, так і типові уніфіковані рішення.

Всі роботи з реконструкції можна розділити на декілька етапів.

На першому етапі обстежують всі конструктивні елементи будівель або споруд і на підставі цього оцінюють їхній технічний стан на можливість подальшого безпечного використання конструкцій.

На другому етапі за результатами дослідження дійсної роботи конструкцій у просторовому каркасі будівлі або споруди визначаються резерви їхньої несучої здатності. Конструкції розраховують на нові навантаження з врахуванням результатів обстеження (дефектів, пошкоджень, виявлених резервів

їхньої несучої здатності тощо), виявляють конструкції, які вимагають підсилення.

На третьому етапі розробляють проект реконструкції будівель або споруд, який може передбачати роботи з підсилення конструкцій, без зупинення виробництва або з мінімальним зупиненням.

Вихідними матеріалами для визначення технічного стану конструкцій слугують результати обстеження. Під час обстеження виявляють дефекти і пошкодження конструкцій і з'ясовуються причини їх виникнення, уточнюють розрахункову схему з врахуванням фактичної жорсткості вузлів і особливостей просторової роботи каркасу, оцінюють міцність та якість матеріалів, а також уточнюють діючі навантаження і впливи. Всі одержані під час обстеження і використані в розрахунках будівельні параметри, що характеризують навантаження і впливи, а також міцність і деформативність матеріалів, повинні мати довірчу імовірність відповідно до чинних стандартів на проектування. Забезпеченість нормативних значень характеристик міцності матеріалів повинна бути, як правило, не менше ніж 0,95.

За результатами обстеження виконуються перевірені розрахунки характерних конструкцій. З урахуванням виявленого фактичного їхнього технічного стану складають висновок про можливість їхньої подальшої експлуатації, у разі потреби розробляють проект підсилення окремих конструкцій або будівель і споруд загалом. Метою підсилення конструктивних елементів будинків або споруд, а також їх ремонту і реконструкції є доведення їх до стану, що відповідає вимогам чинних норм з несучої спроможності, експлуатаційної придатності та довговічності.

Якість виготовлення і монтажу залізобетонних конструкцій, а також правила їхньої технічної експлуатації регламентовані в ДБН, СНИП, ГОСТах і галузевих нормативних документах. Проте внаслідок недосконалості норм і помилок у проектуванні, низької якості робіт з виготовлення і монтажу конструкцій, порушень правил технічної експлуатації, в конструкціях з'являються відхилення від проектних розмірів, форми і якості понад граничні межі.

Недосконалості, які конструкції набули на стадії виготовлення і монтажу, називаються **дефектами**. Дефекти характеризують початковий технічний стан конструкцій. У контексті забезпечення якості будівництва не потрібно забувати і про значний вплив людського чинника на виникнення недосконалостей у вигляді дефектів.

Недосконалості, які набуто під час експлуатації конструкцій, називаються **пошкодженнями**. Місцями розвитку пошкоджень часто є дефекти виготовлення і монтажу. Пошкодження у залізобетонних конструкціях виникають і розвиваються в часі і залежать від терміну експлуатації, інтенсивності навантажень та зовнішніх впливів. Залежно від характеру цих дій, їх можна роз-

ділити на: силові – механічні руйнування, тріщини, втрата стійкості, викривлення і місцеві каверни, розлад з'єднань, абразивний знос тощо; температурні – руйнування елементів у разі високих температур, пошкодження захисного покриття під час нагрівання, крихкі тріщини у разі від'ємних температур, характерні втомні пошкодження у вигляді тріщин у бетони у разі змінних температур навантажень; хімічна і електрохімічна – руйнування захисних покриттів, корозія бетону, металу арматурної сталі тощо.

Пошкодження від силових дій виникають через: невідповідність розрахункових передумов дійсним умовам роботи конструкцій і помилки під час проектування, пов'язані з помилковим визначенням навантажень і внутрішніх зусиль, підбором перерізів елементів і невдалим конструктивним вирішенням вузлів; відмінністю фактичного напруженого стану від розрахункового за рахунок спрощення та ідеалізації розрахункової схеми конструкції, її елементів, вузлів і навантажень, а також недостатнім вивченням дійсної роботи конструкцій; пониження міцнісних характеристик бетону дефектами, що призводять до концентрації напружень і сприяють втомному і крихкому руйнуванню; довільною зміною перетинів і армування залізобетонних елементів порівняно з проектними рішеннями; недопустимим перенавантаженням конструкцій під час експлуатації; порушеннями під час монтажу і експлуатації взаємно працюючих конструкцій (зсув прогонів на колонах і консолях колон, ексцентриситети за рахунок нерівномірної міцності бетону по перетину і зсуву арматурних стрижнів під час бетонування та значна мінливість їхніх кроків розташування тощо), які призводять до появи додаткових навантажень, що не враховано в розрахунках під час проектування; порушеннями правил технічної експлуатації – використанням конструкцій під час ремонтів для підвіски ремонтних кошиків, пробивання отворів в елементах конструкцій для ремонтних і технологічних цілей без відповідного розрахунку і необхідного підсилення конструкцій.

До пошкоджень від температурних дій найбільше схильні елементи, розташовані безпосередньо близько від джерел тепловиділень. У цементних силосах, градирнях, димових трубах, резервуарах у разі зміни температури з'являються значні температурні розширення, що призводять до відхилення конструкцій від проектних норм. За наявності арматури, яка частково перешкоджає тепловим розширенням, в елементах конструкцій виникають додаткові напруження, які мають циклічний характер. За певних умов ці напруження можуть призвести до викривлення елементів або появи тріщин. Під час нагрівання залізобетонних конструкцій до 100 °С руйнується захисне покриття, при 300–400 °С відбувається викривлення елементів, особливо арматури.

Пошкодження від дії низьких температур виникають, як правило, у відкритих спорудах. До таких пошкоджень належать крихкі тріщини в місцях концентрації напружень (різкі зміни перерізів тощо).

Небезпечним для конструкцій просторових споруд є значний перепад температур протягом календарного року і циклічність цих перепадів під час експлуатації будівель і споруд.

Пошкодження бетону від дії агресивних середовищ проявляються у вигляді руйнування захисних покриттів, корозії сталі робочої арматури і закладних деталей. Інтенсивність корозійних пошкоджень, вимірюється швидкістю (мм у рік) проникнення корозії в товщу елемента і відносною площею ділянок, які уражені корозією, та залежить від агресивності середовища, в якому експлуатується конструкція, матеріалу конструкції (класу та виду бетону, марки сталі), конструктивної форми елементів, типу і якості нанесення протикорозійного захисту, а також дотримання правил технічної експлуатації (своєчасна ліквідація протікань покрівлі, трубопроводів, контроль за герметичністю устаткування тощо). Дефекти і пошкодження протикорозійного захисту виявляються у вигляді лущення, відшарування, шпарин, тріщин та інших порушень захисних властивостей шарів захисту.

Докладніше ці питання розглянуті у наступних розділах.

1.1. Фактори, які впливають на якість будівництва

Одна з найактуальніших проблем капітального будівництва, яка є ключовою в питаннях підвищення ефективності праці, його продуктивності, економії трудових і матеріальних ресурсів, – це якість будівництва. У цьому контексті не треба забувати і про вплив людського чинника на якість будівництва.

Без докорінного поліпшення якості будівництва абсурдними є виконання всіх інших завдань, оскільки вони посилюватимуть кризисні явища в галузі і народному господарстві, загалом, наносити йому відчутну втрату. Якщо не зупинити брак (дефекти) в будівництві, наслідками будуть подальші позапланові ремонти і підсилення, заміни конструкцій, аварії і передчасний знос будівель і споруд.

Важко оцінити втрати, які несе держава через затримку введення в експлуатацію та зупинення об'єктів на ремонт унаслідок низької якості робіт.

За даними Держкомстату СРСР [37] до 1990 р. кожен не освоєний карбованець давав близько 17 копійок збитку. Фактичні витрати перевищили наведені цифри в 2–3 рази.

На більшості довгобудів, що зводяться 10–15 років ще до 1990 р. ремонт і перероблення починалися ще під час виробництва робіт. Багато з них досі

добудовують і їх починають експлуатувати після реконструкції, інші – забуті або законсервовані.

Сьогодні одне з серйозних завдань – це оцінювання надійності і безпеки несучих конструкцій споруд, які експлуатуються більше ніж 30 років [40] або тривалий час перебувають в умовах консервації і без неї за непередбачуваних атмосферно-кліматичних дій.

Критичні та значущі дефекти, які істотно впливають на несучу здатність конструкцій або роблять їх функціонально нездатними можна виявити, застосовуючи науково-технічний супровід виконання робіт з реконструкції або добудови будівельних об'єктів. Замовники не завжди приділяють належну увагу проблемам наукового супроводу під час виконання такого виду робіт.

Вчасне виконання наукового супроводу робіт з реконструкції будівель і споруд сприяє зменшенню вартості та прискоренню виконання робіт, забезпеченню довготривалої надійної експлуатації об'єктів будівництва.

Науковий супровід будівництва на цьому етапі полягає у збереженні та реконструкції будівельної частини основних фондів. Науковий супровід стає актуальним на кожному етапі створення та життєдіяльності об'єктів, враховуючи всі аспекти їхнього функціонування. Для цього необхідно створювати базу досвіду виконання робіт такого напрямку, розвивати нормативну і методичну основу його здійснення.

Автори роботи мають досвід з виконання робіт щодо обстеження, оцінювання технічного стану будівельних конструкцій та їхнього залишкового ресурсу, розроблення технічних рішень з підсилення конструкцій і будівель, загалом, який підтверджує доцільність широкого впровадження наукового супроводу робіт з обстеження, оцінювання технічного стану та розроблення технічних рішень з підсилення або проектування будівельних конструкцій під час реконструкції технічно складних та особливо відповідальних об'єктів.

Обстеження, які виконали автори в період з 1994 р. по 2011 р., будівель і споруд (технічні стани деяких об'єктів наведені у монографії), побудованих з 1970 років, показали, що якість будівництва загалом перебуває на низькому рівні.

Порівняльний аналіз проектних рішень з якістю виконання будівельно-монтажних робіт дав можливість виявляти вплив факторів, не врахованих під час проектування монолітних та збірних залізобетонних конструкцій, які призводять до зниження їх експлуатаційної надійності будівель і споруд [34, 42, 96].

Сьогодні оцінювання і підвищення довговічності монолітних, збірних і збірно-монолітних залізобетонних конструкцій, до складу яких входять тонкостінні оболонки: висотні споруди (димарі, силоси, градирні) і резервуари, побудовані у період з 60-х по 70-ті роки, після 36–46 років їх експлуатації, є завданнями актуальними і, безумовно, пов'язані з оцінюванням якості будівництва, щоб оцінити надійність таких залізобетонних споруд.

Залізобетонні градири. Будівельні конструкції градирень баштового типу експлуатують у винятково напруженому режимі (поперемінне зволоження і висушування, заморожування і відтанення, дія агресивних агентів зворотних вод і газів у повітрі), що спричиняє їх швидке руйнування (рис. 1.1–1.4).

Автори дослідили фактичний стан бетону декількох градирень в Україні на предмет його стійкості за одночасної дії перерахованих чинників. Розроблені рекомендації з ремонту градирень за матеріалами фірми Sika.

Проведені обстеження показали, що неякісне виконання окремих видів робіт і заводські дефекти у конструктивних елементах є основною причиною руйнування промислових будівель і споруд.

Дефекти вузлів: недостатня площа спирання балкових та інших конструкцій; конструкції змонтовані насухо, без підготовки розчину, що зумовлює місцеву концентрацію напружень у сполученні конструкцій; не встановлені сітки і каркаси в швах та вузлах; не заварена арматура при сполученні ригелів з колонами; не виконано армування поясів жорсткості; не замонолічені шви між плитами перекриттів і покриттів тощо.

Втрати від браку в будівництві відбуваються через відсутність належного контролю над:

– вживанням некондиційних конструкцій (рис. 1.1) з матеріалів, які не є відповідні до проекту, що поставляються на будівельний майданчик (рис. 1.2); якості ущільнення бетону (рис. 1.3);



Рис. 1.1. Колони нахиленої колони градири. Відсутність захисного шару бетону. Поздовжні та поперечні тріщини після теплового оброблення пропарюванням

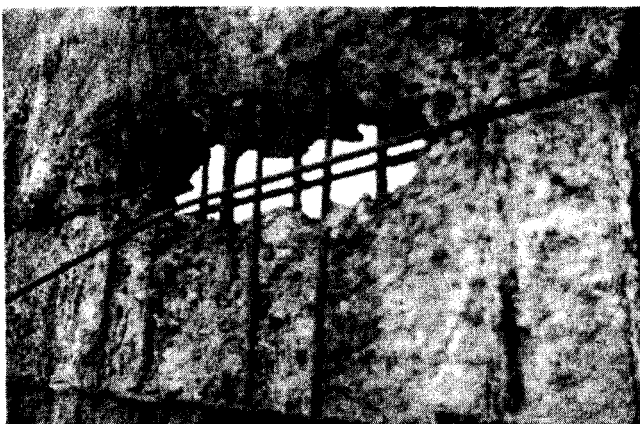


Рис. 1.2. Зруйнований дефектний ярус бетонування градири № 2 на Зуївській ТЕС (відм. +122 м), клас бетону значно нижчий від проектного. Відхилення кроків робочої арматури. Відсутність з'єднань арматури в сітці

– дотриманням допусків та відхилень від нормованих і проектних рішень: довжини елементів та розмірів їх поперечних перерізів; товщини захисного шару (рис. 1.1, 1.3, 1.4); кроків робочої арматури (рис. 1.2) та інших геометричних параметрів. Відхилення кроків робочої арматури в наявних монолітних плитних конструкціях від вимог проектної документації потрібно розглядати як дефекти, які виникають на стадії монтажу армування за відсутності поопераційного контролю точності геометричних параметрів [9, 31, 32];

– фактичною якістю застосованих вихідних матеріалів для виготовлення бетону (цемент, заповнювачі, вода) на всіх ділянках технологічного процесу для гарантії необхідної проектної міцності і однорідності бетону [6] (рис. 1.2);

– порушень правил виробництва робіт;

– правил укладання бетонних сумішей і догляду за ними [6, 10];

– якістю зварних та інших з'єднань робочої арматури (рис. 1.2);

– виконанням інших, що підлягають обов'язковому контролю, видів робіт і операцій.

Димові труби промислових підприємств – складні дорогі висотні інженерні споруди.

Доволі часто дефекти в димових монолітних залізобетонних трубах відзначаються у зв'язку з неякісними матеріалами або конструкціями. Важливо відмітити, що дефекти, які пов'язані з неякісним захистом від атмосферних та технологічних впливів, зумовлені недбалим ставленням до виконання деталей та самих конструкцій (рис. 1.5, 1.6), неефективною роботою відділів нагляду за будівництвом та експлуатацією споруд.

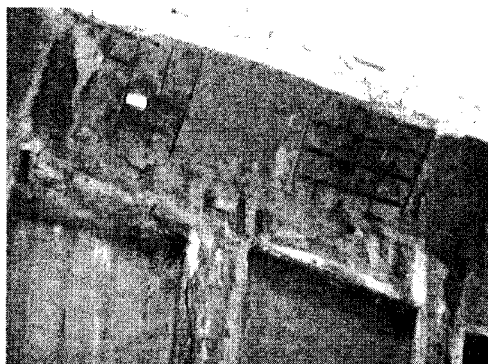


Рис. 1.3. Корозія арматури і руйнування бетону верхнього пояса жорсткості градирні № 4 на Дарницькій ТЕЦ, захисний шар бетону нижче від проектного

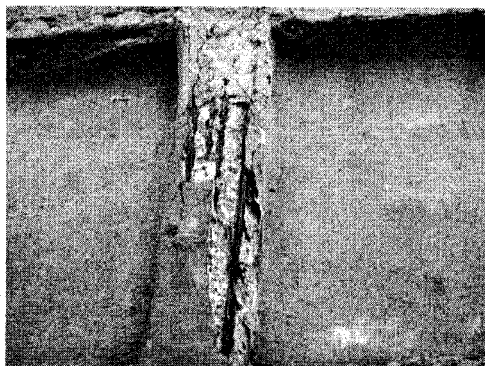


Рис. 1.4. Корозія арматури і руйнування бетону вертикальних ребер збірних плит оболонки градирні № 4 на Дарницькій ТЕЦ, захисний шар бетону нижче від проектного

Загальне статистичне оброблення [6, 29] інструментального обстеження залізобетонного стовбура труби $H=120$ м на Київській ст. 2 після 21-го року від часу її будівництва дала можливість визначити фактичний клас $B20$ та загальну марку бетону $M250$. Одержані дані менші від проектного класу $B25$ та умовної проектної марки бетону M_{315} , відповідно, на 20 %, а загальний коефіцієнт варіації $U=25,1$ % перевищує нормативне значення $U=13,5$ % [6] у 1,86 раза.

Ці дані свідчать про значну мінливість міцнісних характеристик бетону в межах конструкції і неякісний, недостатній контроль міцнісних характеристик бетону та технології його укладання під час улаштування стовбура труби.

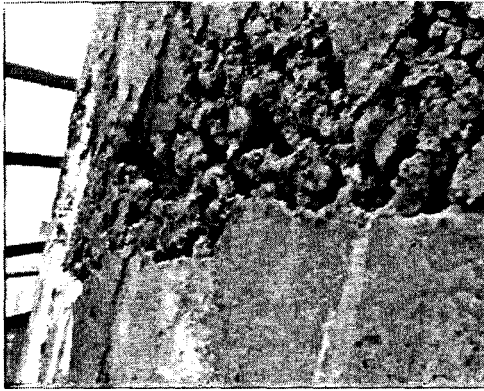


Рис. 1.5. Недостатньо ущільнений бетон по шву яруса бетонування

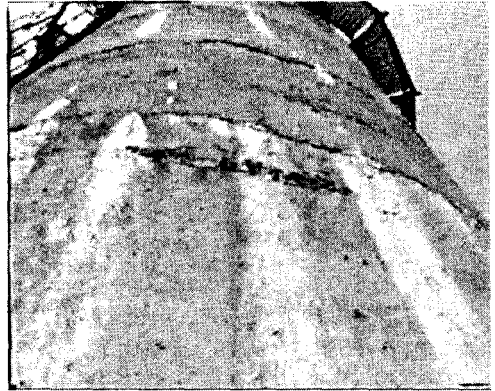


Рис. 1.6. Сульфатна корозія бетону, фільтрація вологи по швах бетонування



Рис. 1.7. Западини на внутрішній поверхні футерівки труби, руйнування її поверхні та сльозника

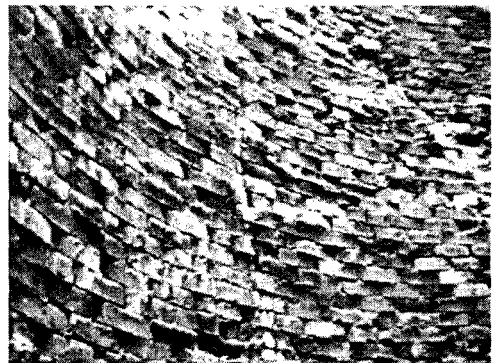


Рис. 1.8. Вилуджування на поверхні футерівки, ділянки руйнування цегли, наскрізні тріщини та отвори

Для захисту несучих стволів димових труб від дії високих температур і кислот застосовують захисні футерівки – цегляні, сталеві, полімербетонні тощо. Якщо у футерівці утворюється тріщина, прогар або інший дефект, руйнування

несучого ствола відбувається у декілька разів швидше. Приклади дефектів цегляної футерівки димової монолітної залізобетонної труби наведені на рис. 1.7, 1.8.

Інтегральний стан конструкції, після тривалої експлуатації в умовах, невіддільних від географічного місця будівництва та відповідних технологічних температурних і вологісних дій, можна оцінити за характером та глибиною тріщиноутворень [7, 13].

Відомо, що глибини проникнення тріщин у тіло бетону, що утворилися від усього комплексу дій, фіксуються ультразвуковими приладами [1, 25] (рис. 1.9).

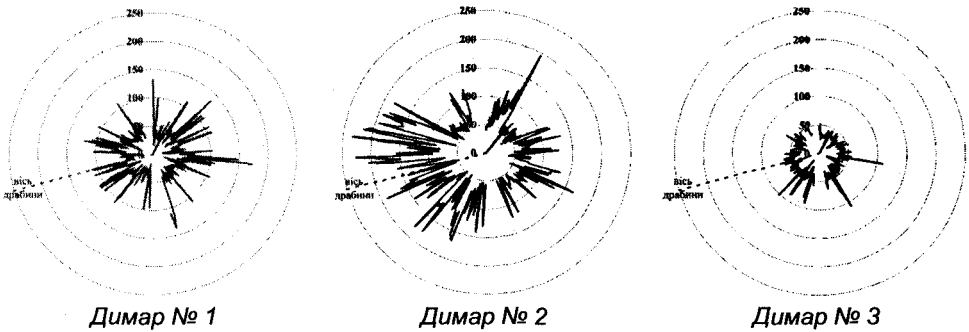


Рис. 1.9. Глибини (мм) тріщин у бетоні оболонок трьох димарів зондування оболонок по перерізах на відм. +1,5 м на Кам'янець-Подільському цементному заводі [7]

Залізобетонні силоси. Дослідження якості виконання будівельно-монтажних робіт з врахуванням терміну експлуатації монолітних залізобетонних силосів, порівняно з проектним рішенням, дають можливість виявити вплив неврахованих факторів на експлуатаційну надійність залізобетонних тонкостінних просторових конструкцій. У роботі [10] інструментальним дослідженням в натурних умовах визначені такі дефекти: мінливість міцності бетону по всіх елементах конструкцій силосів; розподіл параметрів армування в залізобетонних тонкостінних просторових конструкціях стінок силосних банок восьми силосів (18–22, 26, 27, 28) з 16 силосів корпусу № 6 на заводі ВАТ “Миколаївцемент”, після 42-річної їх експлуатації.

Мінливість армування, за статистичним опрацюванням фактичних кроків вертикальної та кільцевої арматури стінок силосів і плити надсилосного перекриття, описана в роботах [9, 10].

Заміряна товщина захисних шарів бетону на горизонтальній робочій арматурі стінок коливається від 10 до 40 мм, за проектного значення – 20 мм. В окремих місцях, де захисний шар бетону становив 10 мм, виявлено відшарування захисного шару бетону з оголенням та корозією арматури (рис. 1.10, 1.11).



Рис. 1.10. На поверхні силосних банок чітко простежуються шви ярусів бетонування



Рис. 1.11. Відшарування захисного шару бетону з оголенням та корозією арматури на поверхні силосних банок. Особливо по швах ярусів бетонування



Рис. 1.12. Наслідки деформування стиків ригелів з колонами у рамі деаераторного відділення від сейсмічних дій: змінання бетону ригеля, сколювання бетону консолі



Рис. 1.13. Вигини та прогини навісних стінових панелей фасаду довжиною 12 м від сейсмічних дій у 8 балів за шкалою Ріхтера. Головний корпус ТЕЦ-2 у м. Кишинів (Республіка Молдова) [68]

Середня міцність " $R_{15,m}$ " бетону в конструктивних елементах силосів, зарахована до кубів $15 \times 15 \times 15$ см, перебуває в межах $185,1 \div 288,7$ кг/см², клас бетону – B10–B25, за проектної середньої міцності $R_{15,m} = 200 \times 1,05 = 210$ кг/см² (B15), тобто, у деяких випадках проектні міцнісні характеристики бетону не забезпечені, нижчі від проектних.

Фактичні коефіцієнти варіації бетону " U_f " коливаються від 9 % (для високих класів бетону) до 35,8 % (для нижчих класів бетону), останні значення " U_f " більші за нормативні значення $U = 13,5$ % згідно з [79], що вказує на низьку якість контролю усіх технологічних циклів виготовлення та укладання бетону.

Вплив сейсмічних дій на каркасні споруди. Не менш значні втрати через низьку якість та помилки в проектах, зокрема сейсмічні дії. Про досвід з оцінювання технічного стану збудованих залізобетонних каркасних споруд після сейсмічних дій у літературі практично не описано. Тому необхідність обстеження та виявлення фактичного технічного стану збірних та монолітних залізобетонних елементів конструкцій каркасних споруд є актуальним і необхідним завданням для аналізу їх роботи на сейсмічні дії (рис. 1.12, 1.13).

Залізобетонні резервуари для нафти. Наголошували на випадках масового руйнування і деформацій конструкцій покриттів резервуарів для зберігання нафти на нафтопроводі “Дружба” під час випадання понаднормових опадів у вигляді снігу, дощів та через помилки в типовому проекті резервуарів місткістю 30000 м³.

Довготривалою експлуатацією залізобетонних попередньо напружених круглих збірних залізобетонних резервуарів для нафти ємкістю 30000 м.куб., що побудовані за типовим проектом Т-1470 на станціях магістрального нафтопроводу “Дружба” у 60-х роках, виявлено в них багато недоліків, які ускладнюють нормальну експлуатацію [8].

Недоліки, які виявлені за рахунок комплексного обстеження конструкцій значної кількості резервуарів, та випробування дослідних взірців деяких з їхніх елементів, за характером їх утворення можна звести до таких:

- недоліки проектно-конструкторських рішень;
- недоліки виготовлення залізобетонних елементів;
- недоліки виконання монтажних робіт збірних елементів і заповнення швів між плитами покриття;
- відступ від проектних рішень під час будівництва резервуарів;
- додаткові навантаження на покриття;
- особливості агресивного середовища експлуатації залізобетонних конструкцій;
- недостатній контроль за технічним станом елементів покриття під час експлуатації резервуарів.

Виявлені недоліки та їхні наслідки нижче розглядатимемо детальніше, дотримуючись наведеної вище послідовності.

Невдалим можна вважати проектне рішення конструкції покриття із попередньо напружених трапецієподібних плоских плит товщиною 0,12 м і розрахунковим прольотом 5,25 м. Це дуже гнучкі плити, незначне зниження попереднього напруження арматури під час їх виготовлення, а також вплив реологічних процесів в арматурі і бетоні призводить до прогинів, що перевищують граничні значення 1/200 прольоту. Під час обстеження покриттів резервуарів, у кожному з яких налічується 215 плоских плит, у значної кількості

плит, завантажених тільки власною вагою, прогини перевищують граничні: резервуар № 9 на ЛПДС “Лопатіно” мав 162 такі плити – 75 %; резервуар № 9 на ЛПДС “Нікольське” мав 112 плит – 52 %; резервуар № 9 на ЛПДС “Полоцьк” мав 94 плити – 44 %; резервуар №11 на ЛПДС “Високе” мав 42 плити – 20 %.

У разі повного завантаження плит снігом, вакуумом і непроєктним технологічним обладнанням прогини будуть ще більші. У деяких плитах заміряні прогини сягають 6–8 см.

Огляд нижніх поверхонь плит резервуарів виявив недоліки їх виготовлення: недостатню товщину або відсутність захисного шару бетону арматури нижньої сітки, що призвело до корозії, виходу продуктів корозії на поверхню бетону і його часткового поверхневого руйнування; часткове або певне зволоження поверхонь бетону, яке вказує на його недостатню щільність.

На деяких резервуарах ЛПДС “Полоцьк” виявлені в нижній поверхні плит звисаючі бурульки – продукти корозії бетону. Причина корозії – фільтрація води крізь недостатньо щільний бетон плит покриття. Хімічний аналіз води показав її агресивність до бетону.

Слабким місцем покриттів резервуарів є кільцеві та радіальні вертикальні V-подібні шви між плитами, які мають недостатню герметичність, тому, як наслідок, фіксується підвищена загазованість – забруднення навколишнього середовища. Це пояснюється тим, що конструктивне рішення шва не забезпечує сумісну деформацію суміжних плит. Під час утворення шпонки за рахунок замонічування швів бетоном неправильно підібрали складові бетону і його укладку: без ущільнення і встановлення опалубки з низу сторони поздовжніх швів.

Обстеженням кільцевих балок Б-1 і Б-2 виявлені значні недоліки монтажних робіт: відхилення під час монтажу колони і балок у процесі будівництва. Значна кількість ребер балок мають площу опираючі на консолі колон набагато меншу від проектною, наслідком цього є значна кількість відколів бетону консолі під ребрами балок внаслідок концентрації місцевих напружень.

У самих П-подібних балках виявлені такі недоліки: оголена повздовжня і поперечна арматури; анкери закладних деталей; відколи і корозія бетону; нахилені тріщини. Причинами цих недоліків є: недостатня щільність бетону, зменшена товщина захисного шару, низька якість робіт під час виготовлення та монтажу балок, перевантаження їх непроєктним технологічним обладнанням.

Найнебезпечнішим з погляду забезпечення сприйняття фактичного навантаження від покриття є недопрацьоване в проєкті конструктивне рішення консолей колон: кінці повздовжньої робочої арматури не мають достатнього анкерування за межами прикладання зосереджених сил, площа самої арматури недостатня для сприйняття проєктних навантажень на консоль. Тому несуча здатність консолі в резервуарі невизначено мала.

Перевірні розрахунки міцності вертикальних перерізів коротких консолей за НиТУ 123-55 і СНиП 2.03.01-84 виявили їхню недостатню несучу здатність.

Так, під час розрахунку за НиТУ 123-65 несуча здатність консолі занижена на 20 %, а за СНиП 2.03.01-84 – на 49 %. Як наслідок цього в деяких колонах під час обстеження виявлені вертикальні тріщини в площинах основи консолі. Такий стан консолей колон спричиняє вимогу до виконання їх термінового підсилення [72, складені за участі Г.М. Гладішева].

Розрахункове вертикальне навантаження на покриття резервуару за типовим проектом Т-1470 становило $6,05 \text{ кН/м}^2$ і об'єднує:

- власну вагу плит покриття – $2,75 \text{ кН/м}^2$;
- сніг – $2,10 \text{ кН/м}^2$;
- вакуум – $1,2 \text{ кН/м}^2$.

У результаті обстеження залізобетонних резервуарів виявили дійсне навантаження на покриття, яке значною мірою залежить від висоти залізобетонного монолітного пояса по верху стінових панелей. Фактична його висота над плитами покриття становила 200 мм, тому відповідна товщина водяного екрана на покритті значно перебільшує проектну (100 мм) внаслідок відсутності переливів, які передбачено за проектом. У зимово-весняну пору за відсутності переливів перевищення тимчасового навантаження над проектним значенням становило $1,3 \text{ кН/м}^2$.

Збільшення навантаження на конструкції покриття на окремих резервуарах дає змонтована на покритті система трубопроводів розмиву парафіну. Опорні частини цих трубопроводів передають зосереджене навантаження інтенсивністю 16 кН. Ці зосереджені сили прикладаються як на ригелі, так і в прольотах плит, що спричиняє збільшення їх прогинів. Додатковим навантаженням на плити покриття є бетонні опори технологічних містків і грозозахисних щогл.

Внаслідок істотного збільшення навантажень на покритті резервуарів та інших причин у деяких з них виявляли аварійний стан (рис. 1.14–1.17).



Рис. 1.14. Резервуар для нафти з ділянкою зруйнованого покриття

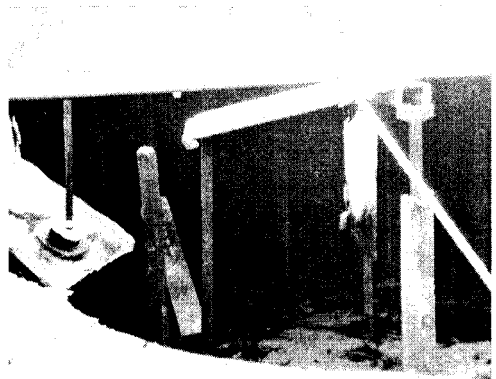


Рис. 1.15. Ділянка зруйнованого покриття резервуару

У магістральному нафтогазовому трубопровідному господарстві СРСР відбуваються аварії (відмови), пов'язані з дефектами труб, зварних з'єднань, корозією металу через неякісну ізоляцію і порушення правил електрохімічного захисту.



Рис. 1.16. Ділянка зруйнованого покриття резервуару



Рис. 1.17. Непроєктний отвір у борті резервуару для зменшення навантаження від водяного екрана на поверхні першого контуру плит покриття

Дефекти, характерні для мереж нафтогазової промисловості, властиві і іншим системам трубопроводів. Щорічні витрати питної води з водоводів і тепер за кількістю практично перевищують вживання. Основними причинами є: низька якість труб, будівельно-монтажних робіт і інженерно-геологічних вишукувань, корозія металу та бетону водоводів, їх руйнування в зоні промерзань тощо.

Оцінювання технічного стану, прогноз довговічності та надійності залізобетонних конструкцій будівель і споруд, що експлуатуються в умовах агресивної дії промислових виробництв та підвищених температур, не можна визначати без комплексного обстеження.

Матеріали з аналізу наслідків руйнування будівель і споруд та їх елементів від дефектів під час виконання будівельно-монтажних робіт, дефектів від технологічних та випадкових впливів важливі тим, що з цього аналізу можуть бути виведені міркування на вживання основних заходів, які спрямовані на ліквідацію різного роду дефектів для забезпечення надійної роботи будівель і споруд.

Складання рекомендацій зі збереження, відновлення, підсилення і антикорозійного захисту конструкцій, що експлуатуються, необхідно виконувати із застосуванням нових конструктивних і технологічних рішень.

На пострадянському просторі вартісний підхід до аналізу якісних характеристик будівельної продукції не застосовують. Більше того, будівель-

никам абсолютно байдужі втрати замовника, організацій, які експлуатують або споживача через низьку якість застосованих матеріалів і конструкцій, або виконаних будівельно-монтажних робіт. Тобто, інтегральний підхід – це низька якість будівництва.

В умовах, коли в Україні практично ліквідовані державні служби з забезпечення якості, набагато погіршується і без того напружений стан з якості будівництва. Найнебезпечніша тенденція – різке скорочення чисельності будівельних лабораторій, геодезичних і метрологічних служб, інженерів за якістю.

Згідно з даними державної статистичної звітності [37] чисельність працівників будівельних лабораторій в підрядних організаціях будівельних міністерств і відомств, що становила в 1985 р. близько 45,5 тис. осіб, зменшилась в 1987 р. до 30 тис., а в 1988 р. у будівельних лабораторіях було зайнято всього 9 тис. працівників! В Україні лабораторії із застарілим обладнанням та з мінімальними штатами збереглися практично лише на заводах залізобетонних виробів.

Скасування контрольних служб в будівельних організаціях надалі призведе до поганого і дуже поганого стану будівельних об'єктів. Це сьогодні за аналогом за період 1975–1990-х роки, коків систему забезпечення якості будівництва було практично укомплектовано фахівцями, можна простежити на перспективу за оцінкою якості будівництва.

Будівельне виробництво і контроль не повинні протистояти одне одному; адже посилення перевірок не гарантує відсутності дефектів, а контроль якості виконання будівельних операцій дає змогу попереджати, виявляти і усувати причини, що породжують брак, і зробити це повинні самі учасники будівельного виробництва.

Проблеми якості будівництва потрібно вирішувати на науковій основі. Контроль якості стосується не лише будівельних матеріалів, конструкцій і робіт, а всіх стадій будівельного процесу, зокрема технології будівельного виробництва і кваліфікації персоналу. Вся організаторська діяльність має бути спрямована на одержання будівельної продукції заданої якості і завчасне запобігання дефектам, виправлення яких в майбутньому обходиться дуже дорого.

У законодавствах деяких капіталістичних країн передбачені десятирічні гарантійні зобов'язання будівельних фірм перед замовником, що значно перевищує терміни гарантійних зобов'язань, які встановлені в Україні.

Позадоговірна економічна відповідальність підрядника повинна бути не лише у разі виявлення збитку, але і у разі бездіяльності та невчасного вживання заходів. У цих умовах практично буде усунено проблему тривалого зменшення дефектів, недоопрацювань, зауважень авторського нагляду проектних організацій, органів держархбуднагляду і інших організацій, які повинні контролювати якість будівництва. У міжнародній практиці аналогічні заходи внесено до норм національного законодавства ще в минулому столітті.

У разі створення в країні спільних із зарубіжними партнерами підприємств у ній відбуваються процеси, з якими вітчизняні будівельні організації ще не стикалися. Так, функції технічного нагляду замовника доручають представникові іноземної фірми, і у виробничій діяльності доводиться вирішувати проблему досягнення високої якості робіт, що ще недавно вважали другорядним. Це змусило краще вивчати методи забезпечення високої якості будівельних робіт відповідно до вимог СНиП, ДБН, ДСТУ, ГОСТів, відомих норм, норм іноземних партнерів та інших нормативних документів. На зарубіжного партнера не діють посилання на наші труднощі, унеможливлені домовленості. У разі невміння або відмови виконати якийсь вид робіт миттєво запрошують іншого виконавця і будівельна організація втрачає частину бажаного прибутку.

Розвиток ринкових стосунків і господарської самостійності підрядних будівельних організацій вимагає перебудови системи гарантійних зобов'язань перед замовником незалежно від того, чи буде він представляти державу, орендне підприємство або приватну особу. У всіх випадках під час спорудження об'єктів збільшуються вимоги до якості, оскільки ефективність капітальних вкладень оцінюватиметься з врахуванням експлуатації.

Необхідність гарантування замовнику і споживачу необхідної якості і відшкодувань нанесеного збитку може спричинити введення необхідним введення системи страхування якості, аналогічної до прийнятих за кордоном, і включення до складу витрат на будівництво витрат, пов'язаних із страховим внеском. Умовою гарантії якості повинна стати атестація підрядної організації, в якій враховуватимуться її технічне оснащення, укомплектованість фахівцями відповідного профілю і кваліфікації, забезпеченість контрольно-вимірвальним устаткуванням, приладами, інструментом, наявністю в структурі організації підрозділів, що відповідають за дотримання вимог норм і державних стандартів.

Можливі заходи, які вживають в інших країнах, де функціонують інститути якості і служба держбуднагляду, яка надає послуги муніципальним органам, але у всіх випадках йдеться про новий серйозний підхід до захисту інтересів держави і споживачів будівельної продукції.

В умовах відсутності можливості глобальної модернізації економіки зростає функція безпечної експлуатації старіючих об'єктів.

Одним з перспективних напрямків підвищення надійності будівель і споруд від аварій є необхідність постійного моніторингу їх технічного стану. У порядку продовження терміну безпечної експлуатації будівель і споруд потрібно заборонити подальшу їх експлуатацію у разі досягнення приблизних термінів нормативної експлуатації [40]. Для визначення продовженого терміну їх експлуатації необхідно оцінити залишковий ресурс будівель і споруд за

висновками експертного обстеження, застосувати нові конструктивні і технологічні рішення для забезпечення їх надійності та призначення наступного терміну їх експлуатації.

1.2. Ідентифікація марок збірних залізобетонних конструкцій за результатами обстежень для реконструкції будинків та споруд

У комплексне обстеження збірних залізобетонних будівельних конструкцій входить обов'язкове питання про визначення фактичної міцності бетону на час обстеження конструкції і його міцності в 28-добовому віці. Ці дані необхідні для визначення несучої здатності, жорсткості, тріщиностійкості залізобетонних конструкцій на час обстеження і подальшої їх експлуатації після реконструкції будинків та споруд.

Дані про фактичну міцність бетону необхідні для ідентифікації марок збірних залізобетонних конструкцій за типовими проектами після того, як під час обстеження одержано дані про геометричні розміри і основне армування конструкцій.

Показники міцності бетону під час обстеження $R_{20,i}$ відносно кубів із розміром ребра 20 см визначають, як правило, неруйнівними методами. У своїй обстежувальній практиці ми користуємося пружинним автоматом А-2 комбінату “Хмельницькпромбуд”, який добре зарекомендував себе стабільністю розташування “п” показників $R_{20,i}$ навколо тарувальної кривої відповідно до розмірів відбитків на бетоні.

Послідовність визначення показників міцності бетону для різних нормативних документів відрізняється в деталях. Так, у типових серіях, де розрахунки конструкцій виконані відповідно до СНиП II-B-62 [86], визначальним показником міцності бетону була марка (M), яка визначалася як округлене середнє значення кубикової міцності $R_{20,m}$ бетону у 28-добовому віці (куби з ребрами 20 см). Нормативна призмова міцність $R_{пр}$ становила 0,7–0,8 від марки бетону (M) і які мали забезпеченість 0,5.

У типових серіях, де розрахунки конструкцій виконані відповідно до глав СНиП II-21-75 [88] визначальним показником міцності бетону була марка (M), яка визначалася як округлене середнє значення кубикової міцності $R_{15,m}$ бетону у 28-добовому віці (куби з ребрами 15 см) на осьовий стиск. Нормативну кубикову міцність R_{15}^H при коефіцієнті варіації U визначали за виразом

$$R_{15}^H = R_{15,m} \times (1 - 1,64U). \quad (1.1)$$

Значення R_{15}^H відповідало проектній нормативній міцності бетону на осьовий стиск (п. 2.2а [88]). Якщо коефіцієнт варіацій $U=0,135$, то нормативна призма міцність $R_{15}^{H,пр}$ мала забезпеченість 0,95. Фактично, цей самий підхід до визначення R_{15}^H залишився і в останньому СНиП 2.03.01-84 [79], але в останні норми введене поняття “В” – клас бетону за міцністю на стиск, що фактично відповідає нормативній кубиковій міцності R_{15}^H [88], яка при $U=0,135$ має забезпеченість 0,95.

Нижче наведена послідовність визначення показників фактичних міцностей бетону з врахуванням значень фактичних коефіцієнтів варіації U_ϕ за результатами обстежень, часом їх експлуатацією з моменту виготовлення (для відповідних нормативних документів):

$$R_{15,m} = 1,05 \times R_{20,m}; \quad (1.2)$$

– середньоквадратичне відхилення

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (R_{15,i} - R_{15,m})^2}{n-1}}; \quad (1.3)$$

– фактичний коефіцієнт варіації

$$U_\phi = \frac{\sigma}{R_{15,m}}; \quad (1.4)$$

– нормативна кубикова міцність:

$$R_{15,ser} = R_{15,m} \times (1 - 1,64U_\phi). \quad (1.5)$$

Тоді клас бетону “В” за класифікацією табл. 13 [79] повинен бути $B \leq R_{15,ser}$.

Фактично марку бетону $M_{15,\phi}$ із забезпеченістю 50 % згідно з табл. 11 [88] визначаємо з умови 95 % забезпечення $R_{15,ser}$ при $U=0,135$.

$$M_{15,\phi} = \frac{R_{15,ser}}{1 - 1,64U}. \quad (1.6)$$

Марку бетону $M_{20,\phi}$ згідно з табл. 2 і 29* [86] визначаємо з умови 50 % забезпечення:

$$M_{20,\phi} = \frac{M_{15,\phi}}{1,05}. \quad (1.7)$$

Згідно з одержаними фактичними показниками міцності бетону конструкцій марки бетону “М” або класу бетону “В”, які визначили на час обстеження, за відповідними таблицями нормативних документів [79, 86, 88] знаходимо їхні розрахункові характеристики для відповідних розрахунків конструкцій за двома групами граничних станів. Необхідно враховувати, що на час обстеження конструкції перебувають у задовільному технічному стані. На цьому рівні за визначеними її

параметрами знаходимо фактичну нормативну несучу здатність конструкції ($g_n + v_n$) на 1 м^2 чи на 1 м.п. залежно від необхідності.

Потім традиційно виникає необхідність визначення типового аналога обстеженої конструкції.

Для цього потрібно врахувати час експлуатації обстеженої конструкції та його вплив на зміну міцнісних характеристик бетону.

Але підібрана ідентифікована марка збірних конструкцій не відповідає їхньому проектному рівню, оскільки йому відповідає міцність бетону у 28-добовому віці. Ці показники можна визначити за методикою [2]. За її допомогою можна знайти кубикову міцність бетону (куби $20 \times 20 \times 20 \text{ см}$) $R_{(28)20.m}$ (кг/см^2) у 28-добовому віці за відомої кубикової міцності $R_{20.m.t} = R_{20.\phi}$ (кг/см^2) у довільному віці $3 \leq t \leq 180$ діб з умови

$$\frac{R_{20.m.t}}{R_{20.m}} = \frac{100 - t}{5(100 - R_{20.m})} \lg \frac{28}{t}. \quad (1.8)$$

Кубикову міцність бетону $R_{20.t}$ (кг/см^2), на період обстеження при віці $t \leq 180$ діб, знаходимо з розв'язання квадратного рівняння

$$R_{(28)20.m}^2 + (232,5 - R_{20.m.t})R_{(28)20.m} - 100R_{20.m.t} = 0;$$

$$R_{(28)20.m} = -\frac{232,5 - R_{20.m.t}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{232,5 - R_{20.m.t}}{2}\right)^2 - 100R_{20.m.t}};$$

$$R_{(28)15.m} = 1,05 \times R_{(28)20.m};$$

$$R_{(28)15.ser} = R_{(28)15.m} (1 - 1,64U_{\phi}). \quad (1.9)$$

Проектний клас бетону $B_{(28)}$ у 28-добовому віці за [79] менший або дорівнює $R_{(28)15.ser}$.

Проектна марка бетону $M_{(28)15}$ у 28-добовому віці за [88] менша від M_{15} , яка визначена на час обстеження

$$M_{(28)15} < M_{15} \leq \frac{R_{15.ser}}{1 - (1,64 \times 0,135)}. \quad (1.10)$$

Проектна марка бетону $M_{(28)20}$ у 28-добовому віці для [86] дорівнює

$$M_{(28)20} = \frac{M_{(28)15}}{1,05}. \quad (1.11)$$

Згідно з одержаними проектними показниками марки бетону " $M_{(28)20}$ ", " $M_{(28)15}$ " або класу бетону " $B_{(28)}$ " за відповідними таблицями [2-4] знаходимо розрахункові характеристики бетону для відповідних перевірних розрахунків конструкцій на міцність, жорсткість і тріщиностійкість за [79, 86, 88].

На цьому рівні за значеннями марки бетону “ $M_{(28)20}$ ”, “ $M_{(28)15}$ ” або класу бетону “ $B_{(28)}$ ” знаходимо фактичну нормативну несучу здатність конструкції ($g_n + v_n$) на 1 м^2 чи g_n на 1 м.п. залежно від необхідних порівнянь з показниками, несучу здатність конструкції у типових проектах різних років випуску для ідентифікації марок збірних конструкцій за несучою здатністю по їх параметрах (геометрія, армування тощо). Якщо розрахункова фактична нормативна несуча здатність обстеженої конструкції нижча або відповідає рівню нормативних навантажень аналогічних конструкцій у типових проектах, то цей типовий рівень навантажень є основою для прийняття ідентифікованої марки типової конструкції при наближенні фактичних параметрів обстеженої конструкції до типової конструкції, з врахуванням допусків на геометрію.

Порівняння проектних показників бетону “ $M_{(28)20}$ ”, “ $M_{(28)15}$ ” або “ $B_{(28)}$ ” у 28-добовому віці та значень розрахункових нормативних навантажень ($g_n + v_n$) на 1 м^2 з показниками міцності бетону та рівнями фіксованих навантажень у типових проектах дає можливість ідентифікувати проектну марку конструкції.

Висновки. За досвідом виконання робіт, пов’язаних з ідентифікуванням марок збірних залізобетонних конструкцій, відповідними фактичними і проектними показниками міцнісних характеристик бетону можна зробити такі висновки:

Необхідно враховувати завантаження збірних конструкцій постійними і тимчасовими навантаженнями і відповідну зміну показників міцності бетону в часі, оскільки вона фіксує фактичний стан конструкцій.

Фактичний коефіцієнт варіації U_ϕ , знайдений за результатами обстежень, значно коливається навколо нормативного значення $U=0,135$ [79, 88] в межах $0,05 < U_\phi < 0,3$.

У разі зменшення U_ϕ щодо нормативного U , з’являються додаткові резерви несучої здатності конструкцій під час розрахунків за нормативними документами [79, 88]. А, у разі збільшення U_ϕ зменшується однорідність бетону і його міцність із забезпеченістю 95 % і відповідно несуча здатність конструкцій зменшується.

У пунктах 2.1*, 2.5 нормативних документів [79, 76, 88] відповідно застосування важких бетонів марок і класів на стиск нижче ніж $M150$, $M100$, $B7,5$ у залізобетонних конструкціях не допускається.

Під час обстеження конструкцій найдоцільніше визначати забезпеченість міцності бетону у кожному елементі конструкції будівлі або споруди, які підлягає реконструкції, бо тоді для деяких конструкцій можна визначити резерви їх несучої здатності.

Збірні залізобетонні конструкції, які не відповідають нормативним значенням міцності, жорсткості і тріщиностійкості, потрібно підсилювати або замінити на інші конструкції, які б задовольняли необхідні вимоги експлуатації та надійності обстежених будівель і споруд.

1.3. Дослідження причин руйнування залізобетонних стояків ультразвуковим методом

Обстеження залізобетонних стояків, які слугують для передавання навантажень від металевого каркаса парників на фундамент, виконано для виявлення причин їхнього руйнування.

Фактичні розміри стояків та їх армування наведені на рис. 1.18, а.

Проектна марка бетону стояків – *M200*.

Під час обстеження залізобетонних стояків парників виявлено, що приблизно 80 % з них зруйновані на висоті 20–30 см симетрично відносно рівня поверхні землі (рис. 1.18, б).

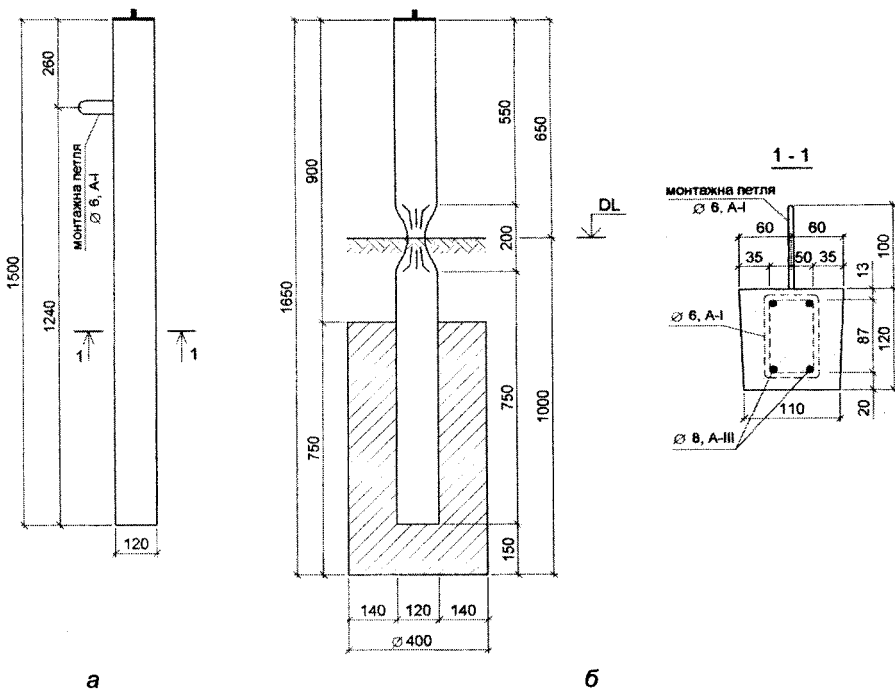


Рис. 1.18. Конструктив залізобетонного стояка: а – опалубкові розміри; б – розташування місця руйнування по висоті стояка, заробленого у фундамент

Метою дослідження було виявлення причин руйнування бетону стояків та розроблення конструктивних заходів, які запобігають виникненню руйнування.

Для досягнення поставленої мети опрацьовано декілька гіпотез причин руйнування залізобетонних стояків парників:

- 1) руйнування від корозійних процесів;
- 2) недостатня щільність і міцність бетону по довжині стояків;

3) тріщиноутворення в бетоні, зумовлені порушенням технології виготовлення стояків.

Руйнування за першою гіпотезою відбувалось внаслідок замерзання води в бетоні стояків і утворення льоду в його поровій структурі та силових тріщинах.

Вода під час замерзання в порах і в мікротріщинах збільшується в об'ємі до 9 %. Процес розвивався від поверхні в глибину. Одночасно виникає значний гідравлічний тиск, який досягає значення 10–15 МПа, тобто значно перевищується міцність бетону на розтяг для бетону стояків.

Ступінь насичення бетону стояків водою залежить від його щільності, тобто від діаметра і кількості пор. За наявності “вільної води” в порах утворення льоду відбувається при температурі, близькій до 0 °С. У порах розміром 10^{-4} мм вода замерзає проходить при температурі -10–20 °С.

У зв'язку з необхідністю перевірки щільності бетону по довжині і в перерізах, для виявлення процесу тріщиноутворення в бетоні стояків використовували ультразвуковий метод контролю. Зміна акустичних характеристик поширення імпульсів ультразвуку, пов'язана з одержанням побічної інформації про об'ємну тріщинуватість бетону, зумовлену заморожуванням вільної води в порах бетону, технологією виготовлення і дією прикладених зовнішніх навантажень та інших чинників. Щоб докладно уявити стан бетону, прийняли дві схеми прозвучування: наскрізну і поздовжню (рис. 1.19).

Прозвучували за допомогою ультразвукового приладу типу УК-10П.

За першою схемою прозвучували стояк наскрізь у дев'яти точках з кроком 150 мм по його довжині. Прозвучування виконували за осьового розміщення випромінювача і перетворювача на базі прозвучування 115 мм (рис. 1.19, а).

Наскрізне прозвучування дало можливість одержати інформацію про відносний стан (щільність) бетону у всьому перерізі конструкції в дев'ятьох точках. На основі одержаних даних виявлено, що щільність бетону знижується від торців стояка до зони руйнування на 9–10 %. Середня щільність бетону стояка в її нижній частині на 7 % більша, ніж щільність бетону в її верхній частині, яка піддавалась протягом двох років впливу заморожування і атмосферній агресії.

Поздовжнє поверхнєве прозвучування за другою схемою надає інформацію про інтегральну і серединну щільність на ділянках завдовжки 150 мм вздовж стояка. Відповідно до даних, наведених на рис. 1.19, б, одержали, що інтегральна щільність бетону знижується від торців стояка до зони руйнування на 14 %. Щільність нижньої частини стояка на 11 % вища, ніж щільність верхньої частини.

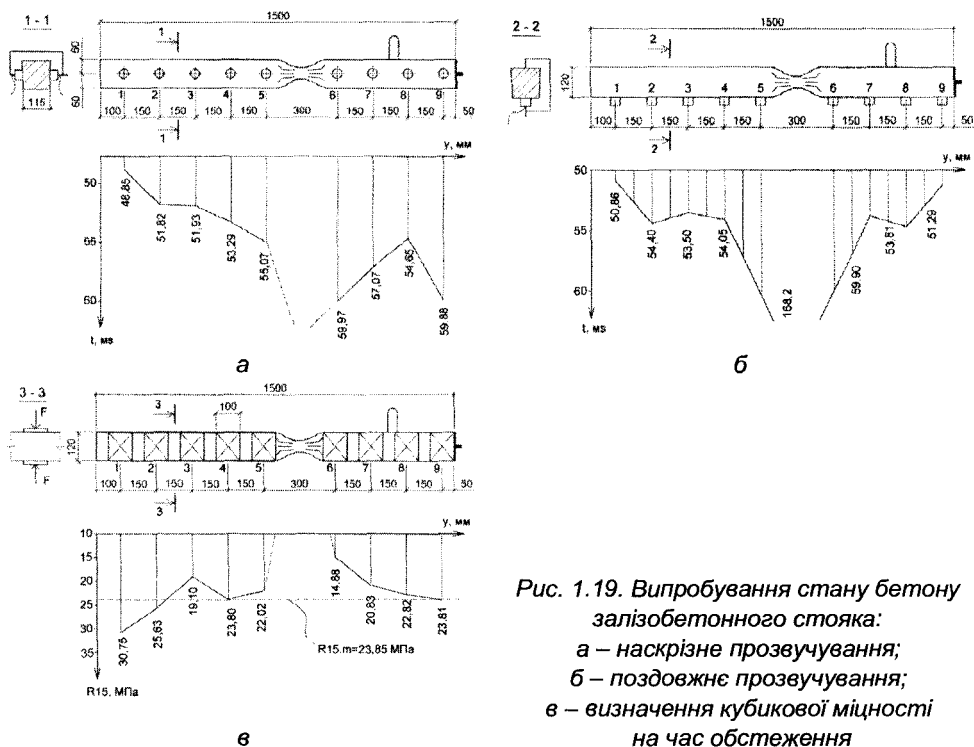


Рис. 1.19. Випробування стану бетону залізобетонного стояка:
 а – наскрізне прозвучування;
 б – поздовжнє прозвучування;
 в – визначення кубикової міцності на час обстеження

Зменшення щільності бетону побічно пов'язано зі зниженням кубикової міцності бетону. У зв'язку з цим виконано дослідження міцності бетону руйнівним методом у тих самих дев'яти зафіксованих зонах стояка. Внаслідок проведених статичних випробувань одержана кубикова міцність бетону приведена до кубів з розмірами ребер $10 \times 10 \times 10$ см.

Характер зміни міцності бетону по довжині стояка в момент обстеження наведений на рис. 1.19 в. Аналіз даних показує, що кубикова міцність бетону знижується від торців до зони руйнування на 28 % в нижній частині і на 37,5 % у верхній частині. Середня міцність бетону у верхній частині стояка на 16,5 % нижча від міцності бетону в нижній частині, що добре узгоджується з середнім процентом зниження щільності бетону у верхній частині стояка порівняно до нижньої частини (7 і 14 %) за двома схемами випробувань ультразвуковим методом. Залежність між часом проходження ультразвуку та кубиковою міцністю бетону R наведена на рис. 1.20.

Через те, що ступінь тріщиноутворення перерізу стояка значно впливає на швидкість фізичного руйнування бетону від визвітрювання, необхідно проаналізувати причини утворення тріщин у бетоні стояків.

Оскільки експлуатаційні навантаження в рядових стояках не викликають напружень розтягу, то необхідно проаналізувати технологію їх виготовлення.

Аналіз технології виготовлення стояків дав можливість стверджувати, що причиною утворення тріщин та мікротріщин на нижній грані є защемлення в опалубці умовно нижньої частини стояка під час виймання стояків з касетної опалубки за одну петлю, яка розташована на відстані 260 мм від торця верхньої частини.

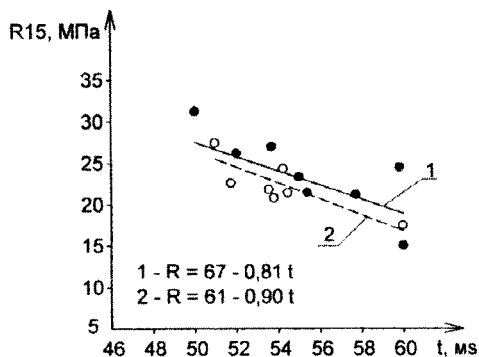


Рис. 1.20. Залежність між часом проходження ультразвуку та кубиковою міцністю R: 1 – у разі поперечного прозвучування; 2 – у разі поздовжнього прозвучування

Це твердження перевірено розрахунком відповідно до СНиП 2.03.01-84 [79]. У зв'язку з тим, що власна вага стояка на монтажні і технологічні навантаження враховується з коефіцієнтом динамічності $\gamma=1,5$, то, очевидно, що тріщиноутворення в стояку під час розпалублювання починається на відстані 650 мм від його “верхнього” торця, що збігається з положенням рівня землі по довжині стояка в його проектному положенні (рис. 1.18, а).

Про тріщиноутворення на решті довжини стояка від защемлення в опалубці свідчить різна зміна кубикової міцності бетону в зоні 3 (рис. 1.19, в), за рахунок часткового руйнування бетону від вивітрювання під час складання стояків у зимову пору року на будівельному майданчику.

Висновки. На основі аналізу виконаних досліджень і розрахунків зроблено висновки.

Поздовжня щільність бетону у разі порівняння двох прийнятих схем прозвучування стояка нижча від наскрізної щільності бетону, що пов'язано з впливом навколишнього середовища на поверхневі шари бетону за рахунок замерзання вільної води в порах бетону, у тріщинах і мікротріщинах, які утворились під час розпалублювання стояків за одну петлю.

Першою причиною фіксування концентратора руйнування стояка на відстані 650 мм від верхнього торця потрібно вважати низьку міцність бетону 10 МПа (що становить 70 %, від R_{28}) в момент виймання виробу з касетної опалубки; другою причиною – низьку міцність бетону стояка у 28-добовому віці $R_{28}=15,0$ МПа, що нижче від проектної міцності бетону $R=20,0$ МПа (М200). Фактична середня кубикова міцність бетону під час його дослідження у трирічному віці $R_{f15}=22,7$ МПа.

З метою запобігання виникнення руйнування рекомендується встановлення по довжині стояка симетрично додатково другої монтажної петлі.

1.4. Діагностика бетону залізобетонних колон ультразвуковим імпульсним методом

Описані дослідження коливань міцнісних характеристик бетону по висоті залізобетонних монолітних колон, які виявлені ультразвуковим імпульсним методом, і пов'язані з розмірами дефектів, утворених за рахунок недоліків технології вкладання бетону по висоті колони.

Під час будівництва храму по вул. Гетьмана Мазепи у м. Львові виникла необхідність проконтролювати якість бетонних робіт під час влаштування залізобетонних колон цокольної частини будівлі. Храм являє собою споруду розмірами в плані в осях 18×35,6 м. Зовнішні стіни цегляні, до середини висоти цокольного поверху вони монолітні залізобетонні. Перекриття над цокольним поверхом монолітне залізобетонне ребристе, яке опирається в центральній частині на залізобетонні колони висотою 4 м (рис. 1.22, а), а по краях – на зовнішні стіни будівлі.

Залізобетонні колони бетонували у азбестоцементних трубах із зовнішнім діаметром 440 мм (внутрішній діаметр 400 мм), які слугували опалубками, яких не знімали. Армували колони об'ємними каркасами із поздовжньою робочою арматурою 4Ø20 А-III, поперечною арматурою – Ø6 А-I.

Колони були розраховані на клас бетону В15 ($R=200$ кг/см²) згідно з проектом. Але, враховуючи складність забезпечення якості бетонування елемента великої висоти і малого діаметра, підрядна будівельна організація бетонувала колони із бетону кубикової міцності $R=300$ кг/см². Було прийнято таку технологію виконання робіт. Спочатку через верхній отвір колони засипали по лотку першу частину бетону із ємкості, яку передавали краном, приблизно на висоту 140–145 см. Через отвір розміром 20×20 см (рис. 1.22, а), нижній край якого розташований на висоті 150 см, всередину колони опускали віброулаву, і нею пошарово ущільнювали бетон. Потім була заповнена бетоном верхня частина колони висотою 2,55 м.

Бетон набирив міцність у нормальних умовах. Всього було забетоновано 11 колон, які бетонувалися за незначний проміжок часу. На час обстеження бетон монолітних залізобетонних колон № 1–7, 10, 11 має вік 28 діб, бетон монолітних залізобетонних колон № 8, 9 має вік 4 доби.

У зв'язку із значним об'ємом виготовлення бетонної суміші – “п” замісів – можливе коливання міцнісних характеристик бетону. Внаслідок порівняно невеликого діаметра азбестоцементної труби (використана як опалубка) та

значної висоти колони і наявності арматурного каркаса можливість якісного ущільнення бетону під час його вкладання обмежена, тому можливими є ділянки бетону із недоущільненою структурою.

Описані вище умови виготовлення монолітних конструкцій колони спричинили сумніви щодо одержання стабільних даних міцнісних характеристик бетону по висоті колони [79].

Встановимо, що під час бетонування колон храму був досягнутий проектний клас бетону В15 для можливості їх експлуатації на дію розрахункових навантажень.

Контроль міцності бетону дослідженням по його поверхневій міцності неможливий, оскільки колони забетоновані в азбестоцементних трубах, тому завданням досліджень було досліджувати міцність бетону ультразвуковим імпульсним методом.

Ультразвуковий імпульсний метод дозволяє одержати надійну інформацію з внутрішньої міцності бетону стовбура колони. Цей метод застосовують відповідно до [1, 29]. Для діагностики міцності бетону використали прилад УК14П з базою вимірювання 440 мм – для наскрізного та поверхневого прозвучування.

Для тарування приладу було виготовлено дві еталонні колони довжиною 900 мм із бетону з кубиковою міцністю $R=200 \text{ кг/см}^2$ та $R=300 \text{ кг/см}^2$ (рис. 1.21).

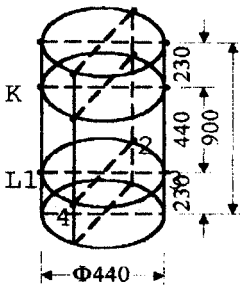


Рис. 1.21. Дослідний еталонний взірець круглого перерізу для узгодження залежності між міцністю бетону та швидкістю проходження ультразвукових імпульсів

Використовуючи ультразвуковий метод, фіксували мінімальний час проходження ультразвуку t_{min} (мкс) на базі 440 мм, як для наскрізного, так і для поверхневого прозвучування еталонної (1.21) та досліджуваної (1.22, а) колон.

Випробовували бетон з поверхні колони через азбестоцементну трубу опалубки.

Місця, в яких випробовували за зазначеною методикою, розташовані по висоті колони згідно зі схемою, наведеною на рис. 1.22, б.

Під час використання ультразвукового імпульсного методу фактичну міцність бетону визначали за фактичним часом t_i проходження ультразвукового імпульсу з рівнянь апроксимації, як для наскрізного, так і для поверхневого напрямків прозвучування за методикою [1, 29].

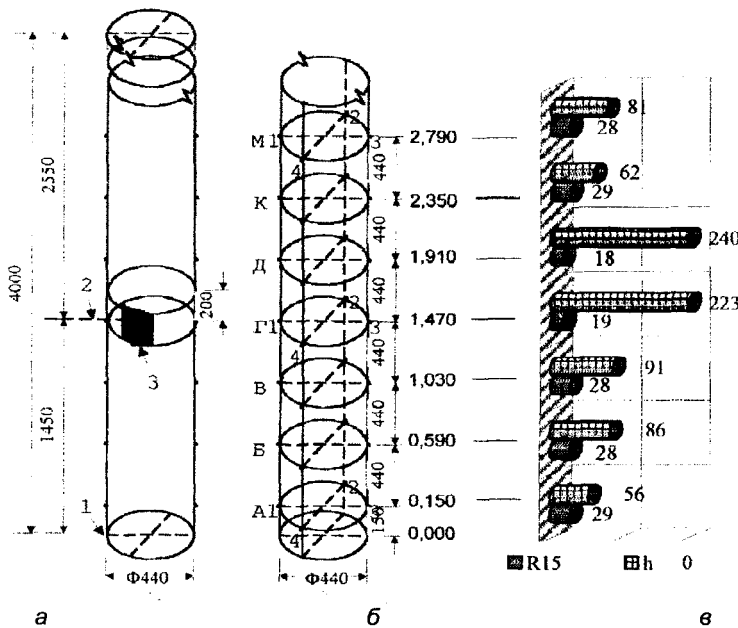


Рис. 1.22. Схеми залізобетонних колон круглого перерізу (а); розташування рівнів та напрямків прозвучування за допомогою приладу УКБ-10 МБ; зміна міцності бетону R15; зміна умовних розмірів дефектів h по висоті колони № 4 (в): 1 – рівень опирання колони; 2 – рівень технологічного стику бетону; 3 – тимчасовий отвір для вібрування бетону у нижній частині колони

Рівняння апроксимації $R=f(t_{min})$ одержали з опрацювання відповідних даних вимірювань на двох еталонних взірцях колон (рис. 1.21): мінімальних значень часу проходження ультразвукового імпульсу t_{min} у разі наскрізного та поверхневого напрямків прозвучування; двох міцнісних характеристик бетону $R=200 \text{ кг/см}^2$ та $R=300 \text{ кг/см}^2$, які визначили випробуванням шести еталонних кубів ($15 \times 15 \times 15 \text{ мм}$).

Опрацьовували результати випробувань у такій послідовності. Для побудови залежності міцності бетону від часу проходження ультразвуку (рис. 1.23, 1.24) на фіксованих ділянках колон використовували фактичні значення t_i та відповідні рівняння апроксимації. Для побудови залежності міцності бетону в колонах від розмірів дефектів h в бетоні (рис. 1.25, 1.26) на фіксованих ділянках колон використовували фактичні значення t_i , відповідні рівняння апроксимації та значення умовних розмірів дефектів h . За умовний розмір дефекту h у такому разі вважали розмір дефекту, який знижує міцність бетону в колоні щодо міцності бетону еталонного взірця $R=300 \text{ кг/см}^2$.

У разі розташування генератора ультразвукових коливань та їх приймача на поверхні колони (наскрізний та поверхневий напрямки прозвучування) можна розв'язати задачу і про розміри “ h ” (умовну глибину) розповсюдження дефектів в бетоні колони.

Для розрахунку h використали формулу для фіксованої бази $b=2a=440$ мм:

$$h = \sqrt{0,25 \times \sigma^2 \times t_i^2 / t_{min}^2 - a^2}; \quad (1.12)$$

де t_i – час проходження ультразвуку, якщо в бетоні є перешкоди у вигляді дефектів; t_{min} – час, за який ультразвук проходить у бетоні без перешкоди в межах фіксованої бази $b=440$ мм на еталонному зрізці колони з кубиковою міцністю бетону $R=300$ кг/см².

На рис. 1.22, в наведена гістограма зміни міцності бетону R_{I5} за відповідних розмірів h дефектів по висоті колони № 4, яка показує зниження міцнісних характеристик бетону зі збільшенням розмів дефектів.

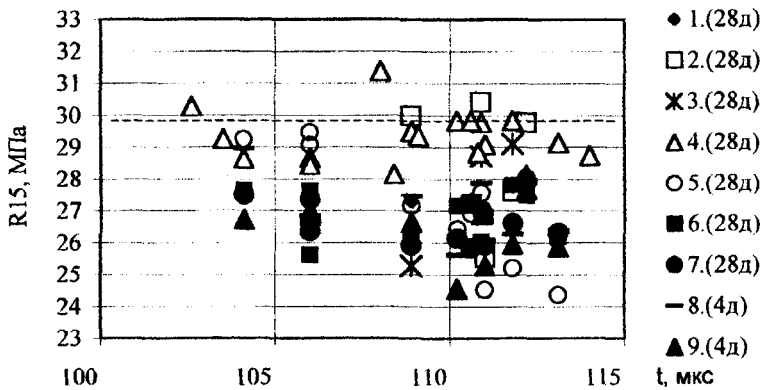


Рис. 1.23. Ультразвуковий контроль міцності бетону колон під час їх одностороннього прозвучування

Аналіз міцнісних характеристик бетону колон показав, що міцність бетону істотно залежить від технології його укладання в монолітні колони, до того ж зниження міцнісних характеристик бетону щодо фіксованої міцності може досягати 33 %. У такому разі за мінімальну гарантовану міцність бетону колон можна вважати кубикову міцність бетону $R=200$ кг/см², яка відповідає класу бетону $B15$ згідно з проектом.

Вік бетону стовбура труби під час обстеження 4, 28 діб істотно впливає на його міцнісні характеристики, що добре фіксується значеннями часу проходження ультразвукових імпульсів в бетоні.

Аналіз розмірів дефектів h , починаючи із зовнішньої поверхні колони під час поверхневого прозвучування та відносні їх розміри в межах бетону колони під час наскрізного прозвучування, показав, що по довжині колони є ділянки з відхиленням за міцністю бетону від еталонного зрізця внаслідок недоуцільнення бетону.

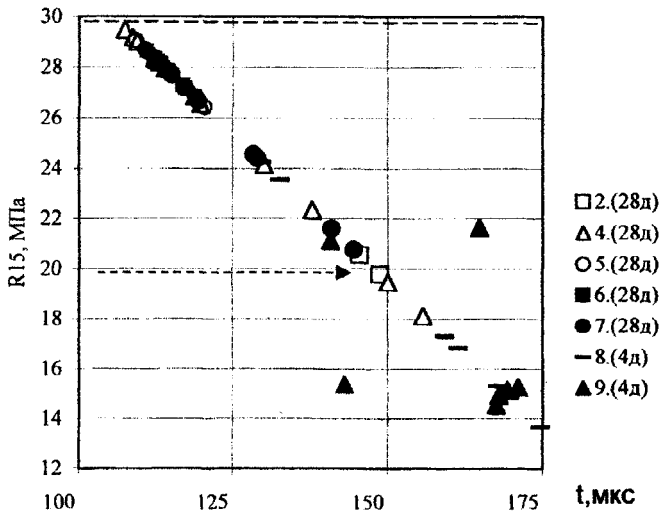


Рис. 1.24. Ультразвуковий контроль міцності бетону колон під час їх наскрізного прозвучування

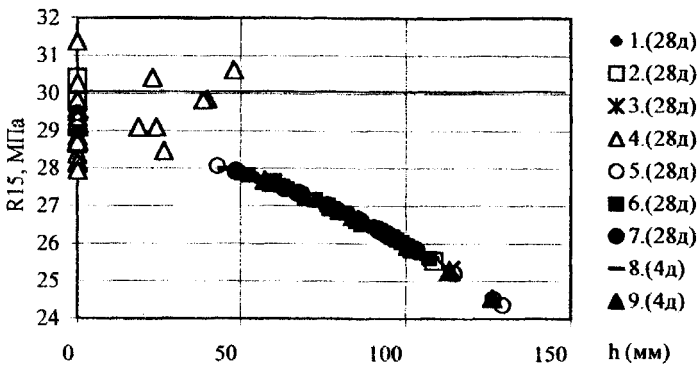


Рис. 1.25. Залежність міцності бетону R від розмірів "h" і від розмірів дефектів у ньому у разі діагностики ультразвуковим методом під час одностороннього прозвучування бетону колон

Наскрізне прозвучування бетону колони дає стабільнішу залежність між міцнісними характеристиками бетону та часом проходження ультразвукових імпульсів через бетон колон, ніж одностороннє прозвучування бетону.

Залежності міцностей бетону в монолітних колонах від розмірів дефектів в бетоні дають незначну розбіжність (рис. 1.25, 1.26).

Діагностика бетону монолітних колон ультразвуковим імпульсним методом у проведених дослідженнях показала свою ефективність.

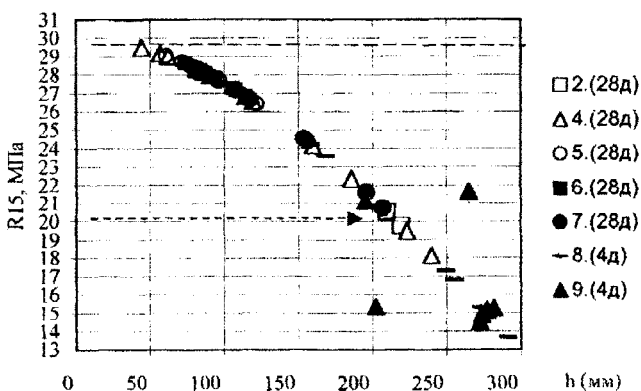


Рис. 1.26. Залежність міцності бетону R від розмірів "h" і від розмірів дефектів в ньому у разі діагностики ультразвуковим методом під час наскрізного прозвучування бетону колон

Висновки. У результаті досліджень встановлено, що під час бетонування колон храму був досягнутий проектний клас бетону $B15$. За міцністю на стиск колони можна експлуатувати за дії розрахункових навантажень.

Під час бетонування колон була застосована недосконала технологія укладання бетонної суміші, що привело до значної неоднорідності бетону колон за показниками міцності.

Проектний клас бетону колон був досягнутий за рахунок використання бетону значно вищої міцності (в 1,5 раза), що істотно підвищує вартість влаштування колон.

Під час бетонування колон аналогічної конструкції, щоб уникнути виявлених вище дефектів, необхідно дотримуватись таких вимог: не допускати падіння бетонної суміші із значної висоти, що приводить до її розшарування; бетон потрібно подавати по трубі (бажано бетононасосами), опущеній до нижнього рівня бетонування, і по мірі заповнення опалубки бетоном поступово піднімати трубу; віброущільнення бетону проводити по всій висоті колон, не допускаючи наявності зон, куди не досягає вібратор.

1.5. Причини аварії металевих конструкцій покриття

Аварія конструкцій покриття виробничого корпусу №1 Львівського експериментального механічного заводу сталася вночі 25 лютого 1996 р. після інтенсивних снігопадів (рис. 1.27).

Конструктивне вирішення будинку виробничого корпусу. За конструктивним вирішенням виробничий корпусу №1 є одноповерховою багатопролітною спорудою, яка виконана у сталевому каркасі. Розміри в плані

$B=24 \times 4=96$ м, $L=12 \times 9=108$ м. Будинок обладнаний мостовими кранами від 10, 50 та 160/32 кН.

Будинок виробничого корпусу №1 Львівського експериментального механічного заводу запроектований і побудований у 1987 р. за типовою серією типу “МОЛОДЕЧНО” [75, 76].

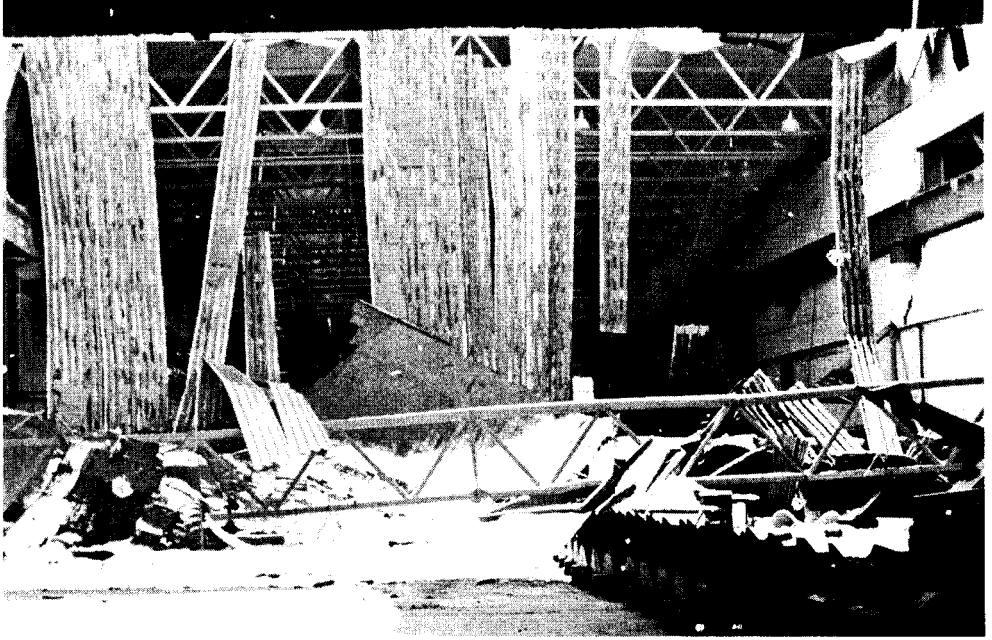


Рис. 1.27. Падіння несучих конструкцій покриття

У поперечному перерізі – чотирипрогонова одноповерхова рама без перепадів висот. Крок колон по середніх рядах – 12 м, по крайніх рядах – 6 м [76]. Крок стійок торцевого фахверка – 6 м. Покриття складається зі сталевих 24-метрових ферм, встановлених з кроком 4 м на 12-метрові підкрівляні ферми чи на 12-метрові підкрівляні балки по крайніх поздовжніх осях, які своєю чергою спираються на колони через сталеві надколонники.

Безпосередньо по верхніх поясах ферм укладений і закріплений профільований настил, по якому укладені: пароізоляція, утеплювач (жорсткі мінераловатні плити $\gamma=250$ кг/куб.м, $\delta=100$ мм), рулонне покриття (чотиришарова рулонна ковдра) і гравійна засипка. Сумарне розрахункове постійне навантаження від покриття (без урахування технологічних навантажень) становить 156 кг/м².

Споруда з трикутними світлопрозорими ліхтарями. Водовідвід з покриття внутрішній.

Крок кроквяних металевих ферм – 4 м. Нижні пояси кроквяних ферм розкріплені вертикальними зв'язками та розпірками. Спирання кроквяних ферм на

колони і підкроквяні ферми, а також спирання підкроквяних ферм на колони – шарнірне. Колони будинку мають висоту на 1000 мм більшу, ніж висота будинку до низу ферм. Прив'язка зовнішніх граней колон крайнього ряду, а також зовнішніх граней колон торцевого фахверка до осей рядів – 250 мм.

Кріплення стійок торцевого фахверка виконане через зв'язки до верхнього пояса ферм, кріплення стійок поздовжнього фахверка – до перекидної 12-метрової балки, встановленої по крайніх рядах колон.

Покриття будинку виконане із сталевого оцинкованого профільованого настилу за ГОСТ 24045-80. Настил прийнятий довжиною 12 м і розрахований за нерозрізною трипрогоною схемою з віддаллю між опорами 4 м, а в зонах снігових мішків з віддалями між опорами 2м. Між трикутними світлоаераційними ліхтарями, які встановлені з кроком 12 м, профільований настил розрахований за двопрогоною схемою. З'єднання листів настилу виконане на поясах ферм, які встановлені по осях колон.

Кроквяні ферми запроектовані двосхилими з паралельними поясами і рівномірною решіткою з низхідними опорними розкосами. Висота 24-метрових ферм по зовнішніх гранях поясів становить 2000 мм. Ферми складаються з двох відправних марок. Підкроквяні ферми прогоном 12 м мають паралельні пояси та висоту по зовнішніх гранях поясів 1770 мм. Усі з'єднання елементів кроквяних, підкроквяних ферм та надколонників – зварні.

Основні елементи кроквяних та підкроквяних ферм виконані з гнучо зварних прямокутних та квадратних профілів зі сталі 09Г2С. Підкроквяні балки виконані з широкополічних двотаврів № 45Б1, зі сталі 09Г2С.

За основу незмінності покриття у горизонтальній площині прийнятий суцільний диск, який утворений профільованим настилом, закріпленим на верхніх поясах ферм. Настил розв'язує верхні пояси ферм з площини по усій їхній довжині і сприймає усі горизонтальні навантаження, які передаються на рівень покриття.

Нижні пояси ферм розв'язані з площини вертикальними зв'язками і розпірками, які передають усі зусилля з нижніх поясів ферм на верхній диск покриття.

Під час післяаварійного обстеження конструкцій покриття фахівці Науково-проектної фірми “Реконстрпроект” виявили, що 12-метрові підкроквяні балки ПБ-12-34 (дв. №45Б1 за ТУ 14-2-24-72, сталь 09Г2С-6 за ТУ 14-1-3023-80, $R=3500$ кг/см²) помилково (не за призначенням, за серією [78]) запроектовані та змонтовані в межах середніх рядів колон зв'язкового блока будинку між осями “7–9”, по осях “Г”, “В”, “Б”.

Згідно з серією [78], перекидні 12 метрові балки ПБ-12-34 потрібно використовувати тільки у крайніх рядах колон для кріплення у середині їх прогону колон поздовжнього фахверку. Тобто, крок колон по крайніх рядах – 6 м, перекидні 12-метрові балки за серією працюють за двопрогоною розрахунковою схемою. Фактично, змонтовані в межах середніх рядів колон

зв'язкового блока перекидні 12-метрові балки працюють за однопрогоноювою розрахунковою схемою.

Передаючи на балки дві великі зосереджені опорні реакції від кроквяних ферм з двох суміжних 24-метрових прольотів, вони одержали позанормативні прогини ($f \geq 21$ см) і працювали як ванти. Одна балка по осі "Г", в осях "7-9" впала після розриву чотирьох болтів кріплення її на опорі до сталевого надколонника по осі "9" та сповзання з його опорної пластини опорної пластини балки, що призвело до падіння шести кроквяних ферм у суміжних до осі "Г" прольотах корпусу в осях "Д-Г" та "Г-В" (рис. 2). Монтажні болти кріплення балок до надколонників М20×70-5,6 за ГОСТ 15589-70 з додатковими випробуваннями за ГОСТ 1759-70.

Дослідження та аналіз рівня навантаження на покриття від снігу. У зв'язку з аварією конструкцій покриття виробничого цеху 25 лютого 1996 р., необхідно було визначити і врахувати фактичні навантаження на покриття від снігу, які діяли на момент аварії. Наступного дня після аварії 26 лютого, виконали фактичні замірювання сумарної висоти шарів снігу, які нанесені лінією 1 на рис. 1.30. Висоти шарів снігу коливалися від 0,9 м біля парапету до 0,31 м на віддалі 9 м від парапету. Фактично висота шару снігу $h_{сн} = 0,31$ м є мінімальною на міжліхтарних ділянках покрівлі. На ліхтарях розмірами 3×4 м² навантаження від снігу відсутні. Біля ліхтарів, вздовж ферм, на ширині 1 м, та між торцями ліхтарів, поперек ферм, на ширині 4 м, снігове навантаження підвищене.

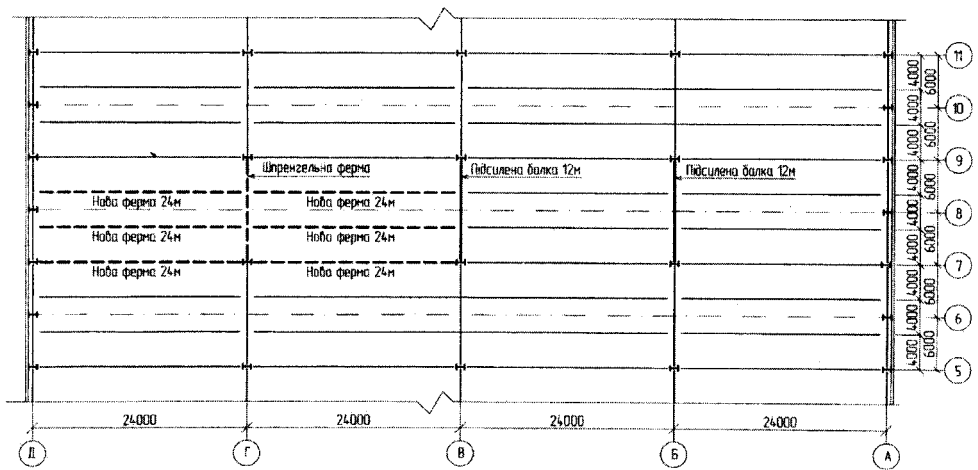


Рис. 1.28. Фрагмент плану аварійної ділянки покриття виробничого корпусу

Питоому вагу снігу $\gamma_{сн}$ визначали як відношення ваги розтопленого снігу на об'єм найрозповсюдженішої висоти снігового шару висотою 0,31 м на площі забору $0,2 \times 0,2$ м²:

$$\gamma_{сн} = \frac{3,4 \times 10}{0,31 \times 0,2 \times 0,2} = 2,74 \text{ кН} / \text{м}^3 \quad (1.13)$$

Фактичні снігові навантаження $S_{сн}$ пораховані за формулою

$$S_{сн} = \gamma_{сн} \times h_{сн}, \quad (1.14)$$

а їхні значення нанесені на рис. 1.30 лінією 3.

Рівень фактичного снігового навантаження на час аварії 25 лютого 1996 р., залежно від ділянки на покритті, становив 2,47–1,37–0,85 кН/м² (рис. 1.30).

Нові замірювання, виконані 11 квітня 1996 р. після додаткових снігопадів та підвищення температури, показали, що висота шару снігу на ділянках покриття, не очищених від снігу, в осях 14–19) збільшилася на 9–10 см (рис. 1.30, лінія 2).

Відповідно фактичне можливе навантаження від снігу на покриття в межах відсутності впливу вертикальних снігоутримувальних перешкод (парапет, ліхтар) збільшилось на 0,25 кН/м² і становило $S_{сн,l}=1,1$ кН/м².

Одержані фактичні навантаження від снігу потрібно проаналізувати, порівнюючи з даними [78]. Місто Львів розташоване у першому сніговому районі $S_0=0,5$ кПа. Повне нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проєкцію покриття згідно з [78] потрібно визначати за формулою:

$$S = S_0 \times \mu, \quad (1.15)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття (додаток 3 [78]).

Покриття з парапетом $h=0,9$ м. При $h > \frac{S_0}{2}$, $0,9 > \frac{0,5}{2} = 0,25$.

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \times 0,9}{0,5} = 3,6, \text{ приймається не більше } \mu=3.$$

$$S_l = 0,5 \times 3 = 1,5 \text{ кПа, (рис. 1.29).}$$

Фактичне навантаження біля парапету на момент аварії становило $S_{сн}=2,47$ кПа з розповсюдженням до початку рівномірного навантаження 0,85 кПа (1,1 кПа).

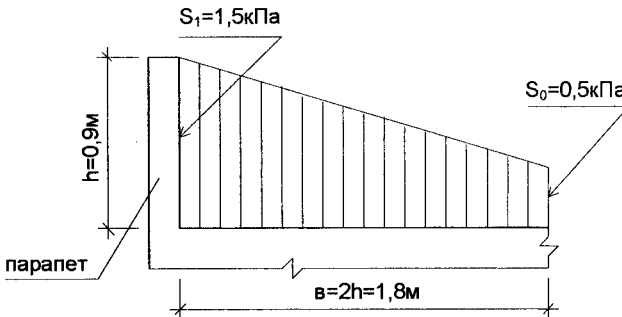


Рис. 1.29. Розподіл навантажень від снігу біля парапету згідно з СНиП 2.01.07-85 [78]

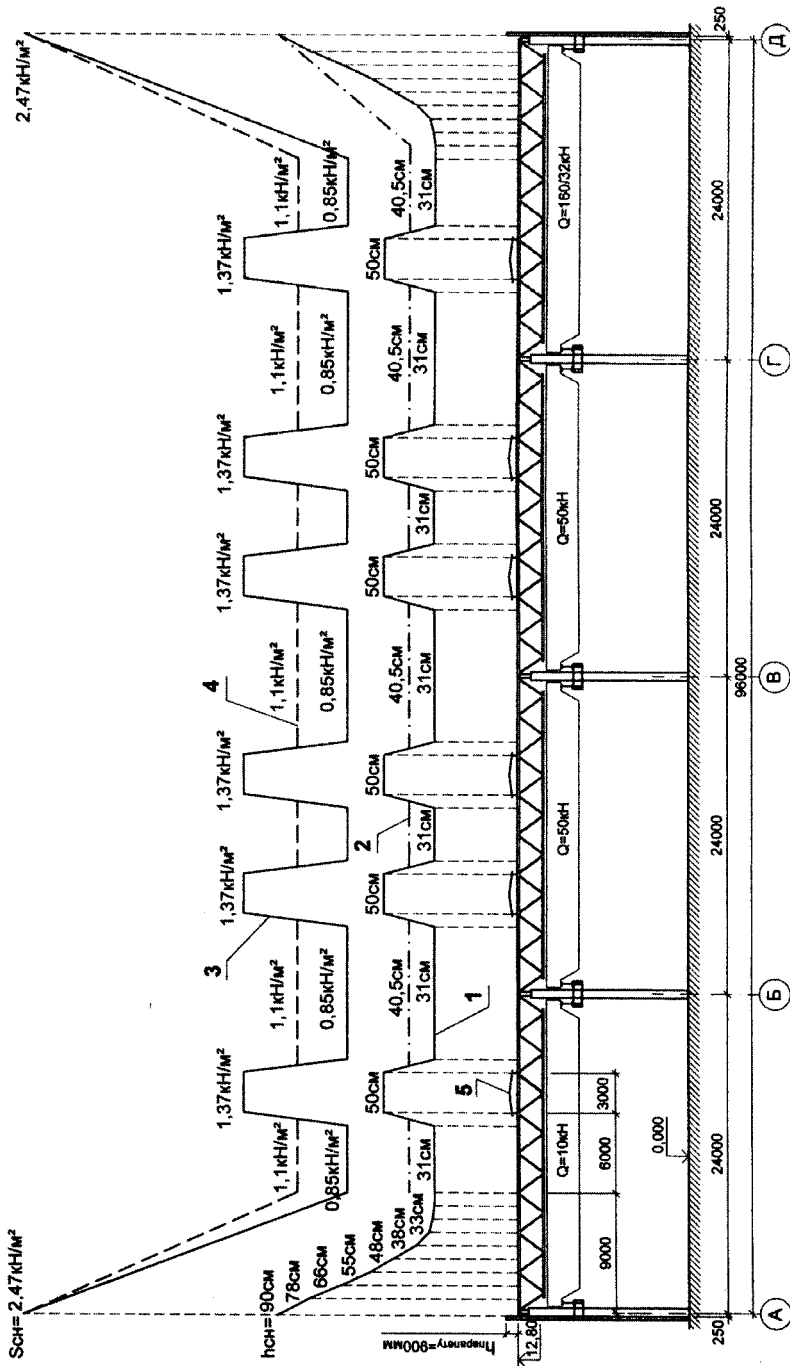


Рис. 1.30. Фактичне навантаження на покрівлю від снігу наступного дня після падіння підкрювеної балки по осі "Г" між осями "7-9".

1, 2 – висота снігу на покривті (1 – фактична, 2 – середнє по довжині); 3, 4 – фактичне навантаження від снігу наступного дня (3 – фактичне, 4 – середнє); 5 – у межах літварів навантаження від снігу відсутнє, біля літварів, вздовж ферм та між торцями літварів, снігове навантаження відсутнє; питомо вага снігу на наступний день після аварії 2,7кН/м³

Фактичне навантаження $S_{сн}$ біля парасету має перевищення щодо нормативного навантаження S згідно з [78]. $K_s=2,47/1,5=1,65$ рази, віддаль “ g ” у $K_g=9/1,8=5$ разів.

Значення коефіцієнта $K_s=1,65$ вище від коефіцієнта надійності за навантаженням ($\gamma=1,4$) у $1,65/1,4=1,18$ раза (18 %). Біля світлоаераційних ліхтарів, що мають висоту в торці 0,65 м, з боків – 0,4 м від рівня рулонної покрівлі, висота снігового покриву сягає 0,5 м і розповсюджується, зменшуючись до 0,31 м, на ширині 1 м збоку ліхтаря і заповнює весь простір між торцями ліхтарів.

Згідно з [78]:

$$h > \frac{S_0}{2} = \frac{0,5}{2} = 0,25 < 0,4 \text{ (0,6 м) – висоти ліхтаря,}$$

$$\mu_{0,4} = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \times 0,4}{0,5} = 1,6, \quad \mu_{0,6} = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \times 0,6}{0,5} = 2,4,$$

$$S_{0,4} = 0,5 \times 1,6 = 0,8 \text{ кПа, } S_{0,6} = 0,5 \times 2,4 = 1,2 \text{ кПа,}$$

$$e = 0,6 \times 2 = 1,2 \text{ м.}$$

Відношення фактичних снігових навантажень до нормативних значень за [78] для різних висот ліхтаря: $K_{0,4}=0,85/0,8=1,063$ $K_{0,6}=1,37/1,2=1,14$ відповідно на 6 % та 14 % менші від фактичного снігового навантаження. Але, значення коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma=1,4$ за [78] перекидає ці значення.

Збір навантажень від конструкцій покриття. Профільований настил. Згідно листа №10 проекту “Расширение производственного корпуса № 1”, що виконаний інститутом “Типропром” сталевий профільований настил прийнятий за ГОСТ 24045-86 марки Н75-750-08. Довжина основних листів настилу 12 м, які працюють за трьох пролітною схемою. Довжина листів настилу 8 м – на ділянках між торцями zenітних ліхтарів, які працюють за двопрогоною схемою. Під час обстеження виявлено, що листи профнастилу довжиною 8 м мають розміри, які відповідають профілю Н79-680-1 та ТУ 34-5831-71*. Матеріал профілів – сталь оцинкована, товщиною 1мм. Сталь марки ВстЗкп2. Маса профнастилу 15,3 кг/м². Деталі кріплення профілів до несучих конструкцій покриття виконані згідно з проектом.

Несуча здатність сталевого профільованого настилу, встановленого на покритті марки Н79-680-1 при стиснутій широкій полці вища від закладеного в проекті профільованого настилу марки Н75-750-0,8.

Технічне вирішення проблеми. Виходячи з необхідності швидкого поновлення несучої здатності двох 12-ти метрових підкрювляних балок ПБ-12-34, змонтованих в межах середніх рядів колон зв’язкового блоку між осями “7-9”, по осях “В”, “Б”, виконали їх підсилення жорсткою шпренгельною системою, яка дала змогу включення її в роботу зменшити фактичний прогин балок до 8–10 см (рис. 1.31, 1.32).

Замість зруйнованої підкроквяної балки, змонтовані в межах середніх рядів колон зв'язкового блоку між осями "7-9", по осі "Г" запроєктували та змонтували шпренгельну ферму (рис. 1.33).

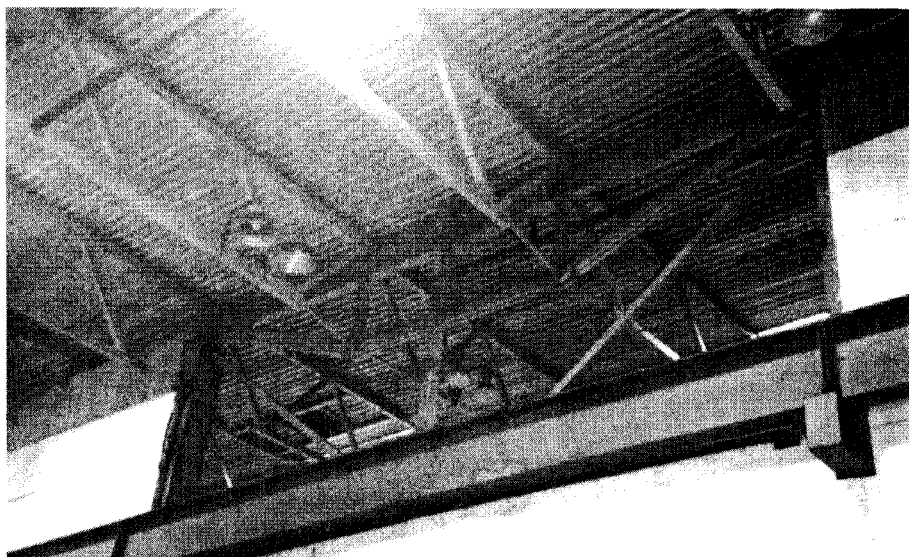


Рис. 1.31. Підсилення 12-метрової підкроквяної балки ПБ-12-34, змонтовані між осями "7-9", по осі "Б" жорсткою шпренгельною системою

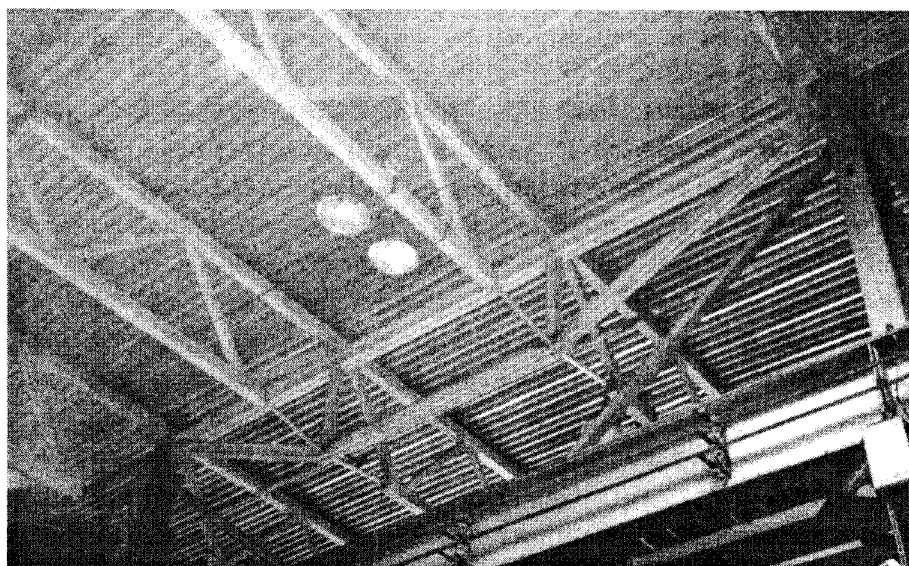


Рис. 1.32. Підсилення 12-метрової підкроквяної балки ПБ-12-34, змонтовані між осями "7-9", по осі "Б" жорсткою шпренгельною системою

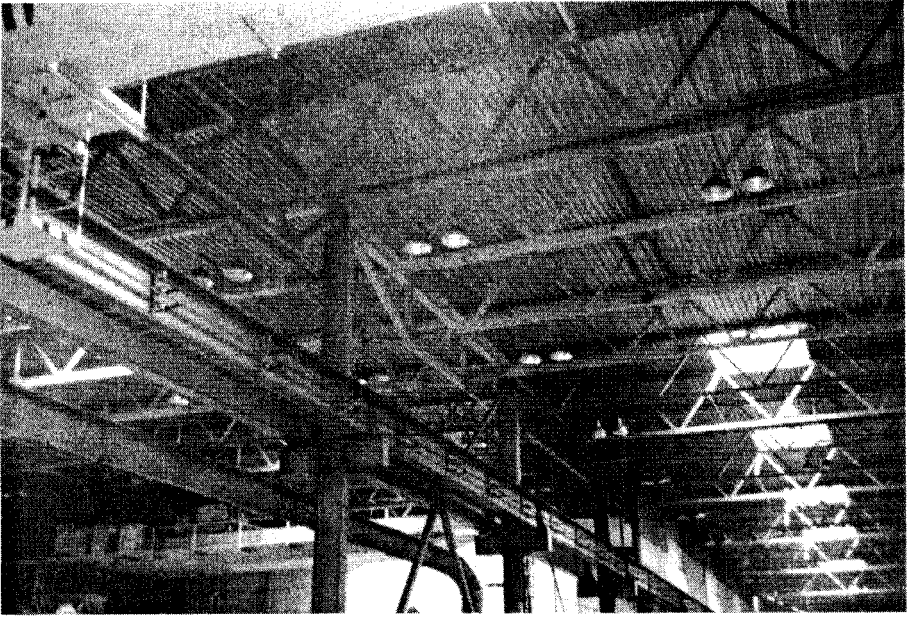


Рис. 1.33. Заміна зруйнованої 12-метрової підкроквяної балки ПБ-12-34 між осями "7-9", по осі "Г" шпренгельною фермою. Змонтовані шість нових 24-метрових кроквяних ферм. Поновлені зв'язки та конструкції покрівлі

Покриття складається зі сталевих 24-метрових ферм, встановлених з кроком 4 м на 12-метрові підкроквяні ферми чи на 12-метрові підкроквяні балки по крайніх поздовжніх осях, які своєю чергою спираються на колони через сталеві надколоники.

Замість шести кроквяних ферм, які впали і зруйнувалися у суміжних до осі "Г" прольотах в осях "Д-Г" та "Г-В", за серією [75] були запроєктовані, виготовлені та змонтовані шість нових кроквяних 24-метрових ферм (рис. 1.33). Поновлені зв'язки та конструкції покрівлі.

Висновки. Обрис снігового заповнення покриття механічного цеху у припарапетних ділянках не збігається з даними СНиП 2.01.07-85 [78].

Мінімальне фактичне навантаження від снігу на покриття у міжліхтаревому просторі становило під час аварії (25.02.1996 р.) 0,85 кПа, що практично на 21 % більше від снігового розрахункового навантаження $0,5 \times 1,4 = 0,7$ кПа згідно з [78].

До 11.03.1996 р. без підвищень температури спостерігались додаткові снігопади, які збільшили навантаження у міжліхтарному просторі до 1,1 кН/м², що перевищило на 57 % снігове розрахункове навантаження від снігу $0,5 \times 1,4 = 0,7$ кПа згідно з [78].

Максимальне навантаження на припарпетній ділянці 2,47 кПа, що у $2,47/(1,5 \times 1,4) = 1,3$ раза (30 %) більше від снігового розрахункового навантаження згідно з [78].

Під час розрахунку конструкцій покриття потрібно прийняти максимальні одержані снігові навантаження як нормативні.

Розрахункове навантаження від снігу за [78] менші від фактичного по всіх ділянках покрівлі. Біля перепадів висот 0,9 м та 0,6 м відповідно у 1,18, 1,14 раза, а у міжліттарному просторі у $1,1/0,7 = 1,57$ раза більше від розрахункового навантаження.

У зв'язку з тим, що значення коефіцієнта надійності γ_f для снігового навантаженням за [78] трохи занижені, фактичні снігові навантаження прийняли як нормативні для розрахунку конструкцій покриття і використали $\gamma_f = 1.4$ за п. 5.7 [78].

Варто переглянути особливості призначення снігових навантажень за СНиП 2.01.07-85 [78].

Підсилені та змонтовані конструкції покриття у місці аварії забезпечать подальшу надійну експлуатацію виробничого корпусу № 1 Львівського експериментального механічного заводу.

1.6. Вплив конструктивних особливостей одноповерхових однопрогонових рам на зміну розпірних зусиль у ригелях

Під час традиційно прийнятого розрахунку “осьової” системи рами з шарнірними поєднаннями ригеля за “осьовою” схемою до осей колон (рис. 1.34, а) та рівномірно-розподіленому навантаженні на ригель рами, взаємне переміщення шарнірних опор ригелів та горизонтальні розпірні зусилля в них дорівнюють нулю. У разі спирання ригелів на консолі колон виникають переміщення P та стискальні зусилля H в ригелі (рис. 1.34, в). Але за традиційного підходу до розрахунку рами з шарнірним поєднанням ригеля по “осьовій” схемі з колонами, неможливо виявити резерви фактичної несучої здатності ригеля (врахувати розпірні зусилля) на фактичні експлуатаційні навантаження, як під час проектування, так і під час реконструкції рами будинку. Тому, замість розрахункової схеми рами з шарнірним поєднанням ригеля по “осьовій” схемі з віссю або консолями колон (рис. 1.34, а, в), прийнята “неосьова” схема ригеля в рамі [5, 11] (рис. 1.34, б, г).

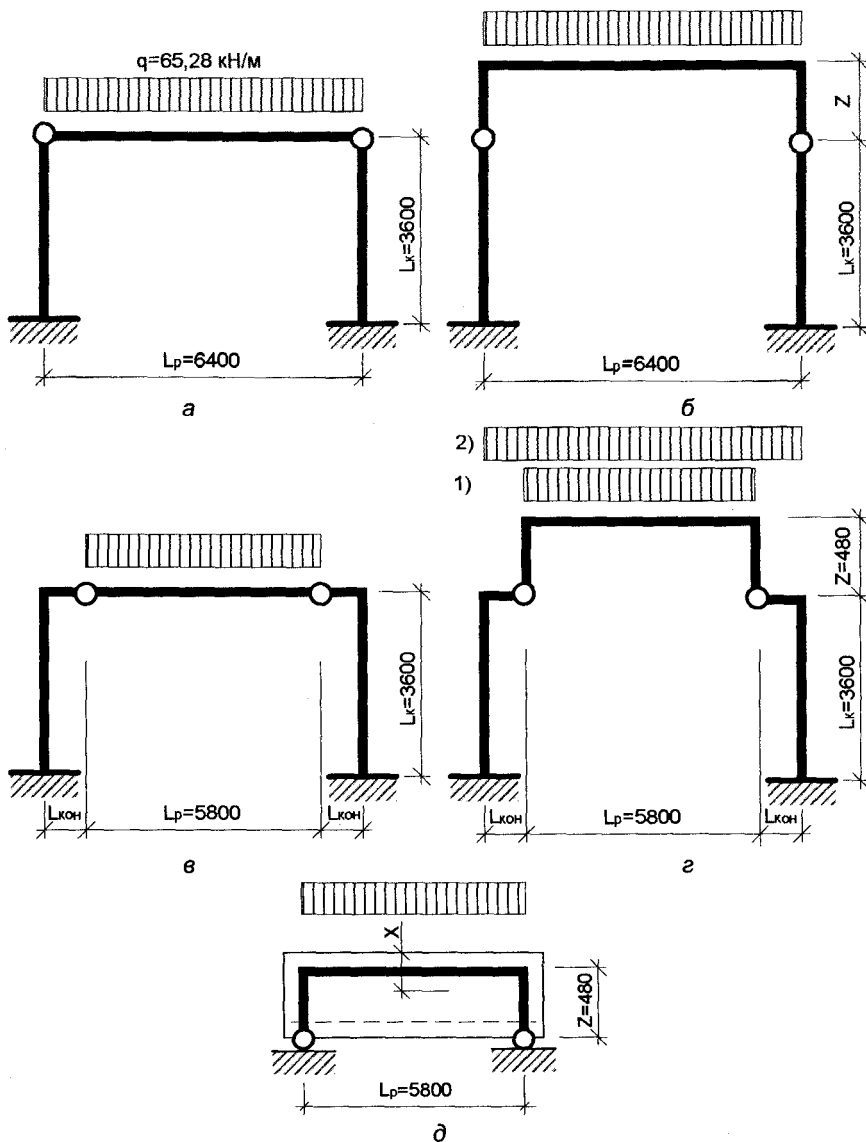


Рис. 1.34. Розрахункові схеми однопрогонових одноповерхових рам:

а – з шарнірним спиранням ригеля по “осьовій” схемі з осями колон; б – з шарнірним спиранням ригеля по “неосьовій” схемі з осями колон; в – з шарнірним спиранням ригеля по “осьовій” схемі на внутрішні консолі колон; г – з шарнірним спиранням ригеля по “неосьовій” схемі на внутрішні консолі колон; д – ригель по “неосьовій” схемі, як П-подібна рама з шарнірним закріпленням нижніх кінців стійок

Поняття “неосьової” схеми ригеля в рамі (рис. 1.34, д) пов’язане з зображенням схеми ригеля прямокутного або таврового перерізів у вигляді П-подібної рами з жорсткими верхніми вузлами і шарнірним закріпленням їх

стійок на осях (рис. 1.34, б) або на консолях (рис. 1.34, г) колон. Жорсткість ригеля в П-подібній рамі дорівнює фактичній жорсткості ригеля за “осьовою” схемою розрахунку, а жорсткість опорних стояків рами приймається вищою за жорсткість ригеля. Вплив значень погонних жорсткостей стояків i_c “неосьової” схеми ригеля щодо жорсткості ригеля i_p проаналізовано в роботі [5]. Згідно з [5] підвищення жорсткості стійок i_c щодо жорсткості ригеля i_p понад $i_c/i_p=5$ незначно впливають на відношення $M_{оп}/M_{пр}$, які за більших відношень за $i_c/i_p=5$ повільно зростають. Тому для подальших розрахунків рам з “неосьовою” схемою ригеля прийняли $i_c/i_p=5$.

Значення плеча внутрішньої пари Z в “неосьовій” схемі ригеля на розрахункові навантаження приймають, враховуючи рівень розташування нейтральної осі під час розгляду напружених станів нормальних перерізів вздовж ригеля, зумовлених деформаціями згину згідно з [79]. Значення Z приймають: $Z=h-X/2$ під час надійного зварювання закладних деталей на опорах ригеля з закладними деталями на осях або консолях колон. Значення Z у нашому випадку прийняте з умов реального армування ригеля в прогоні $4\text{Ø}25$ А-ІІ, $X=230$ мм, $h=600$ мм, $Z=h-X/2=480$ мм. Значення X висоти стиснутої зони визначили за формулою (161) [3], враховуючи наявне армування ригеля, фактичного його обрису в “осьовій” розрахунковій схемі рами, де ригель розглядається як вільно сперта балка, під дією повного розрахункового навантаження за коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_f > 1$.

Оцінимо значення розпірних зусиль H , переміщень P (на рівні шарнірних опор ригелів) та співвідношень опорних моментів до прогонових $M_{оп}/M_{пр}$ в П-подібних ригелях (рис. 1.34, д) однопрогонових одноповерхових рам з шарнірним поєднанням ригелів до колон у разі зміни конструктивних параметрів колон та ригелів.

Для оцінювання вищенаведених значень, розглянуті такі варіанти конструктивних особливостей однопрогонових одноповерхових рам:

– різні співвідношення погонних жорсткостей колон до ригелів у діапазоні $i_c/i_p=0,4981-1824,2$, для фіксованого значення плеча внутрішньої пари в ригелі $Z=0,48$ м (висота ригеля $h=0,6$ м, ширина $b=0,32$ м), для рівномірно-розподіленого навантаження на ригель $q=65,28$ кН/м;

– спирання ригеля на вісь колони (рис. 1.34, б) у разі зміни значення плеча внутрішньої пари Z ($Z=0,12$ м; $0,24$ м; $0,36$ м; $0,48$ м; $0,6$ м; $0,72$ м) залізобетонного ригеля (рис. 1.34, д) для фіксованого значення $i_c/i_p=4,95$ та рівномірно-розподіленого навантаження на ригель $q=65,28$ кН/м;

– спирання ригеля з постійним плечем внутрішньої пари $Z=0,48$ м на консоль колони (рис. 1.34, г) залежно від зміни довжини консолей колон $L_{кон}$ ($L_{кон}=0,0$ м; $0,15$ м; $0,3$ м; $0,6$ м; $0,9$ м; $1,2$ м; $1,5$ м), за фіксованого значення плеча внутрішньої пари в ригелі $Z=0,48$ м та постійному співвідношенні

погонних жорсткостей колон до ригеля $i_k/i_p = 4,95$ з врахуванням зміни ділянок дії рівномірно-розподіленого постійного навантаження $q=65,28$ кН/м по довжині прогону рами:

1 – завантаження тільки в межах прогону ригеля (рис. 1.34, г – навантаження 1);

2 – завантаження прогону ригеля та вильотів консолей (рис. 1.34, г – навантаження 2).

Теоретичні дослідження необхідні:

– для визначення підходу до врахування розпірних зусиль від значень горизонтальних переміщень (податливості) колон у різних схемах рам, на рівні шарнірних опор ригелів з “неосьовою” схемою їх розрахунку;

– для встановлення рівня підвищення несучої здатності ригелів у відповідних схемах рам, розрахованих з “осьовою” схемою роботи ригелів за типовими розрахунковими програмними комплексами типу “Міраж”.

Дослідження впливу співвідношень погонних жорсткостей колон та ригеля i_k/i_p на значення розпірних зусиль H , переміщень P опор ригелів та співвідношень опорних моментів до прогонових згинальних моментів $M_{оп}/M_{пр}$ у ригелях однопроговних одноповерхових рам (рис. 1.34, б) з шарнірними опорами “неосьових” П-подібних ригелів (рис. 1.34, д) на вісь колони та з рівномірно-розподіленим навантаженням на них є доволі актуальними у зв’язку з можливою конструктивною зміною розмірів колон ($h_k \times b_k \times L_k$), класу їх бетону в різних конструктивних рішеннях рам за фіксованих розмірів типових ригелів. Завдання дослідження полягає в тому, щоб виявити, за яких значень співвідношень i_k/i_p несуча здатність ригелів, за схемою рами (рис. 1.34, б), буде забезпечена або підвищена за інших рівних конструктивних умов. Це необхідно знати для того, щоб виявити резерви фактичної несучої здатності ригеля в системі рами, як під час нового проектування, так і в спорудах, що підлягають реконструкції.

Дослідження зміни плеча внутрішньої пари Z ($Z=0,12$ м; $0,24$ м; $0,36$ м; $0,48$ м; $0,6$ м; $0,72$ м) на зміну розпірних зусиль та переміщень вузлів спирання ригелів на колони важливе в тому сенсі, що за постійного співвідношення $i_k/i_p=4,95$ та постійної початкової погонної жорсткості ригеля, розміри, армування та клас бетону ригеля можуть змінюватись.

Зміна значень Z передбачає постійне значення моменту інерції ($I=0,0058$ м⁴) ригеля. У підході до задачі, умовно прийняли, що $Z=0,8h$. У теоретичних дослідженнях прийняли: клас бетону ригеля $B15$, клас бетону колон $B10$.

Завдання дослідження полягає в тому, щоб виявити як значення плеча внутрішньої пари Z впливають на несучу здатність ригелів, за схемою рами (рис. 1.34, б).

Окрім того, у разі постійного значення плеча внутрішньої пари Z та постійного співвідношення i_k/i_p , в різних конструктивних рішеннях рам змінюється виліт консолі колон. Наприклад, за серією ІІІ-04 виліт консолі 0,215 м від осі колони з перерізом 0,3×0,3 м та 0,265 м у колони з перерізом 0,4×0,4 м, для прогону ригеля 6 м, а по модифікації серії ІІІ-04, для прогону ригеля 9 м, виліт консолі 1,5 м, тобто він коливається від 0,215 м до 1,5 м. У такому разі для вивчення впливу довжини консолі колон на значення розпірних зусиль та переміщень були прийняті такі довжини консолей колон $L_{\text{кон}}=0,0$ м; 0,15 м; 0,3 м; 0,6 м; 0,9 м; 1,2 м; 1,5 м (рис. 1.34, г). У розрахунках консоль колони прийнята вищої жорсткості, ніж ригель. Її розміри – $h \times b = 1000 \times 320$ мм, тобто погонна жорсткість консолі колони i_k в 5 разів більша за погонну жорсткість ригеля i_p .

У цьому сенсі завдання дослідження полягає в тому, щоб виявити, за якого значення довжини консолі колони $L_{\text{кон}}$ несуча здатність прогонів ригелів, за схемою рам (рис. 1.34, б, г), буде найвищою за інших рівних умов.

У цих дослідженнях розглядали два типи рівномірно-розподіленого навантаження $q = 65,28$ кН/м по довжині прогону рами:

1 – постійне навантаження тільки в межах прогону ригеля;

2 – постійне навантаження прогону ригеля та вильотів консолей.

Для розрахунку прийняті реальні однопрогонові одноповерхові рами з розмірами їх залізобетонних елементів та класом бетону, одержаними під час обстеження:

– ригель $h \times b = 600 \times 320$ мм, $I = 0,0058$ м⁴, бетон В15, $E = 23000$ МПа, $i_p = 23$ МН×м;

– колони $h_k \times b_k = 400 \times 400$ мм, $I = 0,0021$ м⁴, бетон В10, $E = 18000$ МПа, $i_k = E \times I / 3,6 = 10,5$ МН×м;

– початкове співвідношення погонних жорсткостей колон до ригелів $i_k/i_p = 0,4981$.

Відповідно до співвідношень $i_k/i_p = 0,4981 - 1824,2$ значення $h_k \times b_k$ перерізів колон змінювали залежно від необхідного напрямку теоретичного розрахунку.

Розрахунки однопрогонових одноповерхових рам (рис. 1.34, б, г) виконували за допомогою програмного комплексу “Міраж”.

Одержані результати теоретичних розрахунків для широкого діапазону конструктивних особливостей однопрогонових одноповерхових рам з “несовою” схемою ригеля в них апроксимувалися і відповідні залежності у аналітичній формі наведені в табл. 1.1 із посиланням на відповідні рисунки, де вони наведені у графічній формі, що дає змогу проаналізувати усі особливості одержаних даних.

Аналітичні залежності $H, P, M_{оп}/M_{пр}$ від конструктивних особливостей елементів рам ($i_k/i_p, Z, L_{кон}$) та схем рівномірно-розподіленого навантаження на прогони ригелів

| Посилання на рисунок схеми рами | Посилання на рисунок, на якому наведена графічна залежність | Діапазон даних для залежностей | Аналітичні залежності |
|---------------------------------|---|--------------------------------|---|
| 1.34, б | 1.35, а | $i_k/i_p=0\div 62,27$ | $H = (0,96376i_k/i_p - 0,01931(i_k/i_p)^2 + 1,5606 \times 10^{-4} \times (i_k/i_p)^3) \times 1,05$ |
| | | $i_k/i_p=62,27\div 1824,2$ | $H = 12,90091(1-2,71828^{(-i_k/i_p/174,87692)}) + 19,079847(1-2,71828^{(-i_k/i_p)})$ |
| 1.34, б | 1.35, б | $i_k/i_p=0\div 62,27$ | $P = 25,68 i_k/i_p^{-0,0598}$ |
| | | $i_k/i_p=62,27\div 1824,2$ | $P = 2,08439 - 0,0459074 i_k/i_p + 3,895107675 \times 10^{-4} \times (i_k/i_p)^2$ |
| 1.34, б | 1.35, в | $i_k/i_p=0\div 62,27$ | $M_{оп}/M_{пр} = 0,01759 i_k/i_p - 1,92006 \times 10^{-4} \times (i_k/i_p)^2 + 1,10719 \times 10^{-6} \times (i_k/i_p)^3$ |
| | | $i_k/i_p=62,27\div 1824,2$ | $M_{оп}/M_{пр} = 0,246 \ln(i_k/i_p) - 0,38$ |
| 1.34, б | 1.35, г | $Z=0\div 0,72\text{м}$ | $H = 11,20921 Z - 4,47158 Z^2$ |
| 1.34, б | 1.35, д | | $P = 4,56633 Z - 1,8205 Z^2$ |
| 1.34, б | 1.35, е | | $M_{оп}/M_{пр} = 0,011 Z + 0,32815 Z^2$ |
| 1.34, г | 1.36, а, нав-ня 1 | $L_{кон}=0\div 1,5\text{м}$ | $H = 4,370 + 6,8579 L_{кон} - 0,0285 (L_{кон})^2$ |
| 1.34, г | 1.36, б, нав-ня 1 | | $P = 1,782 - 0,4425 L_{кон} + 0,0154 (L_{кон})^2$ |
| 1.34, г | 1.36, в, нав-ня 1 | | $M_{оп}/M_{пр} = 0,083 + 0,13708 L_{кон} - 0,02376 (L_{кон})^2$ |
| 1.34, г | 1.36, г, нав-ня 2 | | $H = 4,370 + 6,85584 L_{кон} + 1,14867 (L_{кон})^2$ |
| 1.34, г | 1.36, д, нав-ня 2 | | $P = 1,782 - 0,4457 L_{кон} - 0,0532 (L_{кон})^2$ |
| 1.34, г | 1.36, е, нав-ня 2 | | $M_{оп}/M_{пр} = 0,083 + 0,11986 L_{кон} + 0,07428 (L_{кон})^2$ |

Одержані графічні залежності $H, P, M_{оп}/M_{пр}$ (табл. 1.1) від різних співвідношень погонних жорсткостей колон до ригеля рами (рис. 1.34, б) в діапазоні $i_k/i_p = 0,4981-1824,2$ наведені на графіках (рис. 1.35, а, б, в), за фіксованого значення плеча внутрішньої пари в ригелі $Z=0,48$ м та рівномірно-розподіленому навантаженні на ригель $q=65,28$ кН/м, показали, що збільшення співвідношень i_k/i_p у розглянутому діапазоні значно впливають на: збільшення значень розпірних зусиль H на опорі ригеля та відношень опорних до прольотних моментів $M_{оп}/M_{пр}$ у ригелях; зменшення значень переміщень опорного вузла ригеля P .

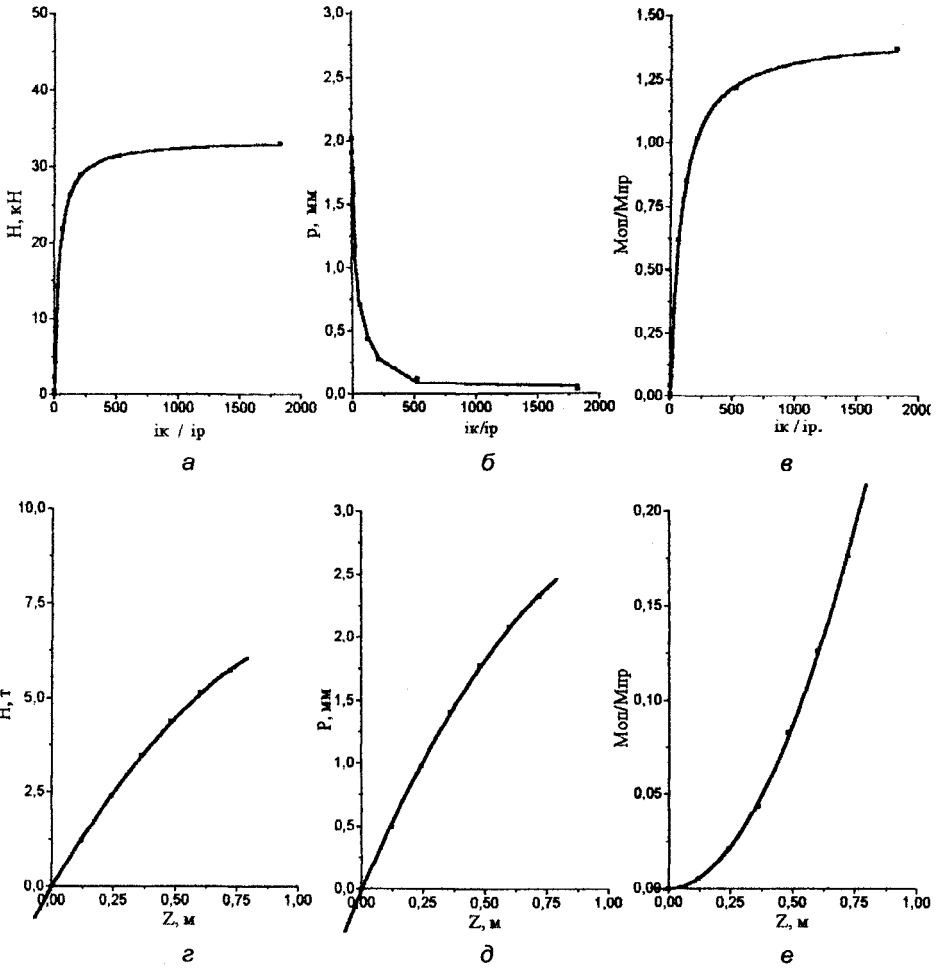


Рис. 1.35. Залежності розпiрних зусиль H , перемiщень P , вiдношень опорних до прогонових моментiв $M_{оп}/M_{пр}$ вiд:

- рiзних свiвiдношень погонних жорсткостей колон до ригелiв $i_k/i_p=0,4981-1824,2$ (вiдповiдно а, б, в) за фiксованого значення плеча внутрiшньої пари $Z=0,48$ м, вильоту консолi $L_{кон} = 0$ та рiвномiрно-розподiленого навантаження на ригель;
- рiзних значень плеч внутрiшньої пари $Z = 0,12-0,72$ м (вiдповiдно г, д, е) за фiксованих значень свiвiдношень погонних жорсткостей колон до ригелiв $i_k/i_p= 4,95$, вильоту консолi $L_{кон} = 0$ та рiвномiрно-розподiленого навантаження на ригель

Одержанi графiчні залежностi H , P , $M_{оп}/M_{пр}$ (табл. 1.1) вiд змiни плеча внутрiшньої пари Z ($Z=0,12$ м; $0,24$ м; $0,36$ м; $0,48$ м; $0,6$ м; $0,72$ м) в залiзобетонному ригелi наведенi на графiках (рис. 1.35, г, д, е), за фiксованого значення $i_k/i_p=4,95$ та рiвномiрно-розподiленого навантаження на ригель $p=65,28$ кН/м, показали, що в дiапазонi $Z=0,12$ м– $0,72$ м значення H , P , $M_{оп}/M_{пр}$

відповідно збільшуються: від 1,25 кН до 5,3 кН (у 4,24 рази); від 0,5 мм до 2,35 мм (у 4,7 рази); від 0,01 до 0,17 (у 17 разів).

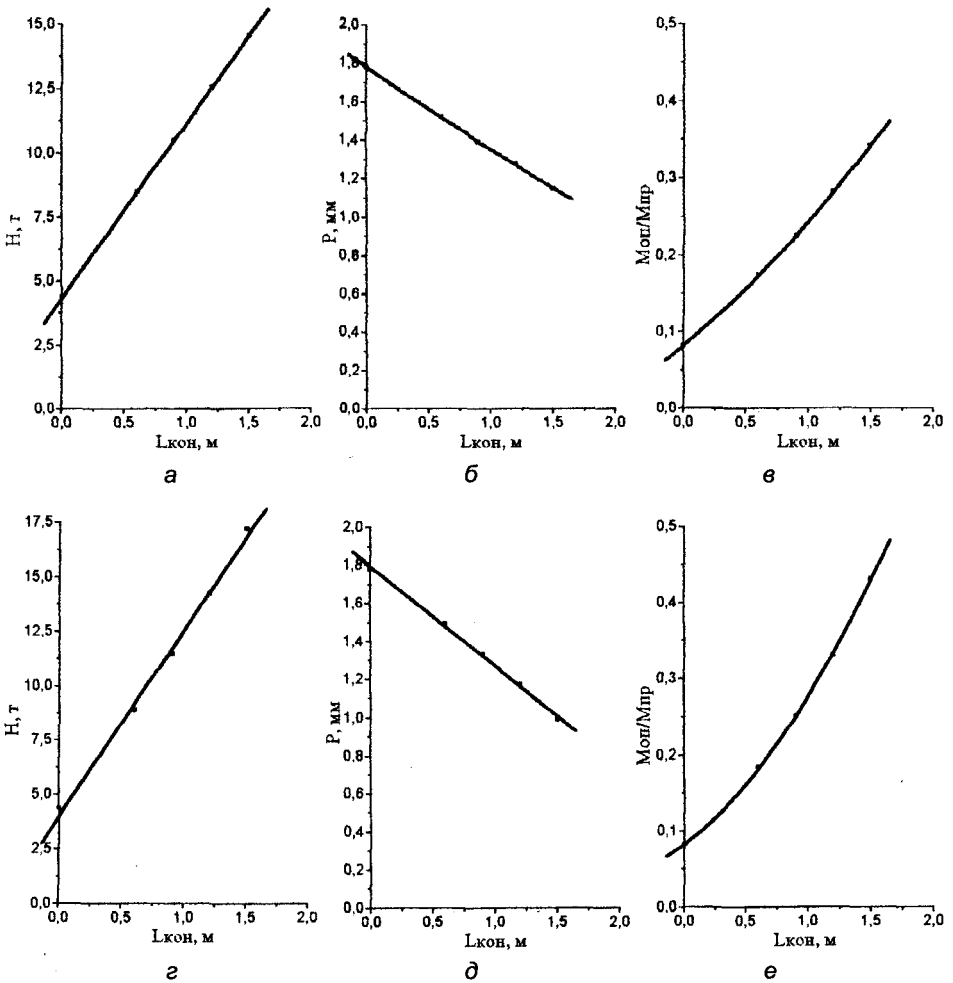


Рис. 1.36. Залежності розпірних зусиль "Н", переміщень "Р", відношень опорних до прогонових моментів $M_{оп}/M_{пр}$ від різних значень довжин консолей $L_{кон} = 0,0 \text{ м} - 1,5 \text{ м}$, за фіксованого значення плеча внутрішньої пари $Z = 0,48 \text{ м}$ та $i_w/i_p = 4,95$:
 – за рівномірно-розподіленого навантаження тільки в межах прогону ригеля (відповідно а, б, в);
 – за рівномірно-розподіленого навантаження прогону ригеля та вильотів консолей (відповідно г, д, е)

Одержані графічні залежності H , P , $M_{оп}/M_{пр}$ (табл. 1.1) від довжини консолі $L_{кон}$ ($L_{кон} = 0,0 \text{ м}; 0,15 \text{ м}; 0,3 \text{ м}; 0,6 \text{ м}; 0,9 \text{ м}; 1,2 \text{ м}; 1,5 \text{ м}$) для першого та другого типів рівномірно-розподілених навантажень на ригель та консолі рами (рис. 1.34, г), відповідно наведені на графіках (рис. 1.36, а, б, в) та (рис. 1.36, г, д, е).

д, е), за фіксованого значення плеча внутрішньої пари в ригелі $Z=0,48$ м та постійного співвідношення погонних жорсткостей колон до ригеля $i_k/i_p=4,95$, показали, що у разі навантаження ригеля та консолей колон (рис. 1.34, г – навантаження 2) порівняно з навантаженням тільки в межах ригеля (рис. 1.34, г – навантаження 1), таке:

- розпірні зусилля H на опорі ригеля мають постійне значення 4,38 кН при $L_{\text{кон}}=0$ м, а при $L_{\text{кон}}=1,5$ м вони збільшуються від 15 кН до 17,5 кН (у 1,17 рази);

- переміщення опорного вузла ригеля “Р” мають постійне значення 1,8 мм при $L_{\text{кон}}=0$ м, а при $L_{\text{кон}}=1,5$ м вони зменшуються від 1,14 мм до 0,98 мм (у 1,16 рази);

- відношення опорних до прольотних моментів $M_{\text{оп}}/M_{\text{пр}}$ в ригелях мають постійне значення 0,08 при $L_{\text{кон}}=0$ м, а при $L_{\text{кон}}=1,5$ м вони збільшуються від 0,35 до 0,44 (у 1,26 рази).

Аналіз одержаних графічних залежностей H , P , $M_{\text{оп}}/M_{\text{пр}}$ в ригелях, які працюють за “неосьовою” схемою та шарнірно спираються на осі або консолі колон однопрогонових одноповерхових рам, в яких змінювали в розглянутому діапазоні такі конструктивні особливості, як: i_k/i_p , Z , $L_{\text{кон}}$ та характер рівномірно-розподіленого навантаження q прогону рами (рис. 1.34, б, г), показав, що існують реальні резерви підвищення несучої здатності ригелів за рахунок:

- збільшення співвідношення i_k/i_p ;

- збільшення плеча їх внутрішньої пари Z ;

- збільшення вильоту консолей колон $L_{\text{кон}}$;

- зміни характеру навантажень на прогони ригелів L_p та на вильоти консолей $L_{\text{кон}}$ колон рам порівняно з розрахунками рам з ригелями по “осьовій” схемі.

Висновки. У результаті виконаних розрахунків рам та їх аналізу, одержали такі висновки.

Під час реконструкції одноповерхових будинків необхідно шукати резерви збільшення несучої здатності елементів залізобетонних рам і передусім їхніх ригелів.

Під час реконструкції залізобетонних рам будинків та споруд найбільший ефект з підвищення несучої здатності ригелів можна одержати для рам з внутрішніми консолями колон.

Для проектування нових рам або під час перевірки несучої здатності елементів рам, що підлягають обстеженню та реконструкції, з шарнірним поєднанням ригелів з колонами і з розрахунком ригелів по “неосьовій” схемі, можна одержати фактичні значення горизонтальних розпорів, які необхідно використати для підвищення несучої здатності ригелів за рахунок зменшення прогонових моментів та збільшення надопорних моментів від розпірних зусиль.

Оцінити значення надопорних моментів від розпору та факторів, які впливають на їх підвищення, можна під час аналізу елементарних рам з відповідними погонними жорсткостями їх елементів.

Визначені за допомогою розрахунків значення горизонтальних розпірних зусиль на опорах ригелів дають основу для розроблення конструктивних рішень із сприймання надпорних моментів у ригелях під час шарнірного їх спирання по осях колон або на консолі колон.

У надпорних зонах ригелів, розрахованих за “неосьовою” схемою, за шарнірного їх спирання на колони по осі або на консолі колон рам, потрібно встановити розрахункову робочу арматуру, яка значно підвищить їхню несучу здатність у разі збільшення співвідношень i_k/i_p . Наприклад, при $i_k/i_p=270$ за схемою рами (рис. 1.34, б), згинальний момент у прогоні ригеля зменшується у два рази порівняно з розрахунком ригеля по “осьовій” схемі.

На горизонтальні розпірні переміщення ригелів впливає їхня погонна жорсткість та погонна жорсткість колон рами. Розрахунок рами з “неосьовою” схемою ригеля, разом з врахуванням характеру дії розрахункових комбінацій навантажень на неї, дає загальну величину горизонтальних сил стиску N на рівні шарнірної опори ригеля. Наприклад, при $L_{\text{кон}}=1,5$ м, за фіксованого значення плеча внутрішньої пари $Z=0,48$ м та $i_k/i_p = 4,95$ розрахунки показали, що під час навантаження ригеля та консолей колон (рис. 1.34, г – навантаження 2), порівняно з навантаженням тільки в межах ригеля (рис. 1.34, г – навантаження 1), значення розпірного зусилля H збільшуються на 17%. Згинальні моменти в прогонах ригелів $M_{\text{пр}}$ зменшуються, відповідно від характеру навантаження, у 1,43 та у 1,35 рази порівняно з розрахунком ригелів по “осьовій” схемі, за більших значень i_k/i_p це зменшення буде значнішим.

Порівняльний аналіз результатів розрахунку рам засвідчив істотний вплив зміни розрахункової схеми ригелів з “осьової” та “неосьову” на зусилля в їхніх елементах.

Запропонований підхід до розрахунку однопроговових одноповерхових рам з “неосьовою” схемою роботи ригеля обмежується конструктивним вирішенням рам у наявних будівлях та спорудах, які підлягають реконструкції.

1.7. Експериментальне оцінювання впливу мінливості кроку армування монолітних залізобетонних плит на їхню несучу здатність та характер тріщиноутворень

Як виявилось з аналізу результатів обстежень надсилосних перекриттів силосного корпусу № 6 на заводі “Миколаївцемент”, які виконані не руйнівними методами [48], мінливість армування плитних конструкцій за кроком робочої арматури потрібно зарахувати до основних дефектів, які

можуть істотно знизити несучу здатність таких конструкцій за рахунок відхилень $\pm \Delta S$ фактичних кроків S_i робочої арматури від проектних S та середніх значень S_m , які визначені за результатами обстежень.

Відхилення кроків робочої арматури від вимог проектної документації та від їхніх середніх значень у відомих монолітних плитних конструкціях потрібно розглядати як дефекти, що виникають на стадії монтажу армування у монолітних плитних конструкціях за відсутності поопераційного контролю точності їхніх геометричних параметрів, які нормуються за [32, 83]. У нормах [79] не міститься контролю точності кроків укладання арматурних стрижнів.

Під час укладання арматурних виробів у залізобетонні конструкції необхідно дотримуватись вимог [83] та [60]. Згідно з ними, для плитних конструкцій відхилення $\pm \Delta S$ у віддальах S_i (кроках) між окремо встановленими робочими стержнями арматури та проектними значеннями S становить ± 20 мм.

У [60, 83] фіксовані значення ΔS прийняті незалежно від розміру проектного кроку S арматури, що не дає можливості інтегрально підходити до перевірних розрахунків несучої здатності плитних конструкцій за відомими нормами [79], бо немає механізму врахування мінливості армування за кроком арматури. Під час перевірних розрахунків відомих плитних конструкцій за чинними нормами [79], традиційно виникає запитання: “Який крок робочої арматури, з великої кількості заміряних кроків на досліджених ділянках конструкцій, слід прийняти за розрахунковий – середній, статистичний чи максимальний з запасом?”.

Одержати та проаналізувати результати експериментальних досліджень міцнісних та деформативних параметрів чотирьох залізобетонних плит з різними відсотками поздовжнього армування, який змінюється по ширині плит залежно від мінливості U_s кроку робочої арматури. Мінливість U_s імітує максимальні нормовані та деякі можливі виробничі відхилення від проектного кроку армування по ширині плитних конструкцій.

Завдання досліджень полягає у визначенні статистично обґрунтованих розмірів розрахункового кроку арматури у обстежених монолітних плитних конструкціях для виконання їх перевірних розрахунків за чинними нормами [79].

У програмі експериментальних досліджень передбачено випробування п'яти бетонних призм розміром $150 \times 150 \times 600$ мм, по п'ять кубів розміром $150 \times 150 \times 150$ мм для випробування на стиск та розтяг розколюванням за методикою, стержнів арматурної сталі та чотирьох залізобетонних плит, які запроектовані з різною мінливістю кроків U_s робочої арматури.

Дослідні бетонні еталонні зразки та експериментальні плити виготовляли з бетону одного складу та класу $B22,5$ згідно з чинними нормами щодо технології виготовлення залізобетонних конструкцій. Після бетонування взірці

та плити не пропарювали (відповідно до надсилосних перекриттів) і до випробування зберігали у лабораторії заводу залізобетонних виробів.

Міцнісні та деформативні характеристики бетону у 28-добовому віці наведені у табл. 1.2.

Армування експериментальних плит виконане в'язаними сітками з арматури $\varnothing 12$ мм класу А-III. Середні по зразках фізико-механічні характеристики арматурної сталі наведені в табл. 1.3.

Таблиця 1.2

Характеристики міцності та деформативності бетону

| Кубикова міцність | | | Призмova міцність | | | | Міцність на розтяг | | |
|-------------------|---------|-----------------|-------------------|---------|-------------------|-------------|--------------------|---------|--------------------|
| R_{nb} , МПа | U , % | R_{ser} , МПа | $R_{b,m}$, МПа | U , % | $R_{b,ser}$, МПа | E_b , МПа | $R_{bt,m}$, МПа | U , % | $R_{bt,ser}$, МПа |
| 23,7 | 3,8 | 22,2 | 17,8 | 1,7 | 17,3 | 23395 | 1,71 | 8,1 | 1,48 |

Таблиця 1.3

Фізико-механічні характеристики арматурної сталі

| Арматурна сталь | Площа поперечного перерізу A_s , см ² | Модуль пружності $E_s \times 10^3$, МПа | Межа текучості $\sigma_{su,m}$, МПа |
|------------------------|--|--|--------------------------------------|
| $\varnothing 12$ А-III | 1,131 | 205,0 | 453,3 |

У всіх плитах серії до крайніх стержнів робочої арматури приварені з кроком 100 мм арматурні ($\varnothing 6$ А-I) коротяки довжиною, що дорівнює товщині захисного шару бетону. Ці коротяки під час дослідження плит використовували як репери для замірювань деформацій в арматурі.

Під час випробування плит зосереджене навантаження F прикладали згори в центрі розрахункового прольоту жорстким штампом практично на всю ширину плити 1 м. Розрахункова схема плити – балка на двох шарнірних опорах. Проектна геометрія експериментальних плит наведена в табл. 1.4, а схема їх випробування наведена на рис. 1.37.

Таблиця 1.4

Параметри плит за програмою експериментальних досліджень

| Марка плити | L , мм | h , мм | b , мм | a_s , мм | h_0 , мм | n , шт./1м | \varnothing , мм (А-III) | s , мм | A_s , см ² /м | $\mu_{max} - \mu_{min}$, % | μ_m , %/1м |
|-------------|----------|----------|----------|------------|------------|--------------|----------------------------|----------|----------------------------|-----------------------------|----------------|
| П-1/2 | 1400 | 80 | 1000 | 18 | 62 | 10 | 12 | 100 | 11,3 | 1,823 | 1,823 |
| П-2/2 | | | | | | 10 | | 72÷142 | 11,3 | 2,531÷1,284 | 1,823 |
| П-3/2 | | | | | | 6 | | 166,8 | 6,78 | 1,094 | 1,094 |
| П-4/2 | | | | | | 10 | | 80÷120 | 11,3 | 2,278÷1,519 | 1,823 |

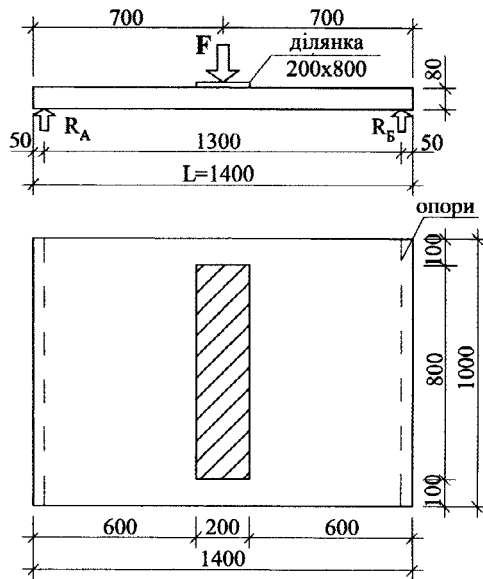


Рис. 1.37. Схема випробування експериментальних плит

У програмі експериментальних досліджень з серії плит передбачені різні граничні кроки робочої арматури відповідно біля лівої та правої сторін плит: П-2/2- $S_{min}=71$ мм – $S_{max}=142$ мм та П-4/2- $S_{min}=80$ мм – $S_{max}=120$ мм.

Плити в серії відрізняються різними кроками стержнів робочої арматури, які імітують мінливість за кроками армування коефіцієнтами варіацій U_s в діапазоні від 0 % (плити: П-1/2; П-3/2) до 20,4 % та 20,4 % – відповідно для плит П-2/2 та П-4/2.

Статистичне оброблення кроків робочої арматури, прийнятих у двох дослідних плитах П-2/2, П-4/2 за методикою [10] дало можливість визначити за середнього значення кроку арматури $S_m=100$ мм значення кроків робочої арматури у разі 95 % їх забезпечення – $S_{95}=133,4$ мм для плити П-2/2 і $S_{95}=132,8$ мм для плити П-4/2 та значення кроків робочої арматури при 99 % їх забезпеченні – $S_{99}=161,2$ мм для плити П-2/2 і $S_{99}=160$ мм для плити П-4/2.

Для експериментальної перевірки рівнів несучої здатності плит П-2/2, П-4/2, які мають змінні кроки робочої арматури, запроєктовані плити П-1/2 та П-3/2.

Плита П-1/2 з кроком арматури $S=100$ мм – повинна фіксувати максимальний рівень несучої здатності експериментальних плит за серією.

Залізобетонна плита П-3/2 за фактичного кроку арматури $S=166,8$ мм, який прийнятий наближеним до статистичних значень S_{99} для експериментальних плит П-2/2 та П-4/2 – повинна фіксувати мінімальний рівень несучої здатності експериментальної плити за серією.

Загальний вигляд випробування залізобетонних плит з моделюванням мінливості кроків горизонтальної робочої арматури зображений на рис. 1.38.

Руйнування чотирьох плит відбулося внаслідок текучості розтягнутої арматури, що на останніх етапах навантаження супроводжувалось значними приростами деформацій арматури, стиснутого бетону, збільшенням прогинів у середній частині прольоту та характерними для передбаченого армування тріщиноутвореннями.

За результатами опрацювання замірювань деформацій ϵ_s у поздовжній арматурі нормальних перерізів досліджених плит побудовані графіки залежностей напружень в арматурі σ_s від етапів навантажень F_i (рис. 1.39). Прослідковано, що залежність σ_s від F_i не є лінійною.

Після появи тріщин, приблизно за середнього значення згинального моменту $M_{cr.c.m} \approx 3,5$ кНм при $F_i = 10$ кН у середині прольоту експериментальних плит, інтенсивність зростання деформацій розтягнутої робочої арматури поступово збільшувалась, що зумовлює і поступове зменшення жорсткості згинального елемента. За значеннями $\sigma_{su.m}$ (табл. 1.3) на графіках (рис. 1.39) визначені значення F_u , які наведені в табл. 1.5.

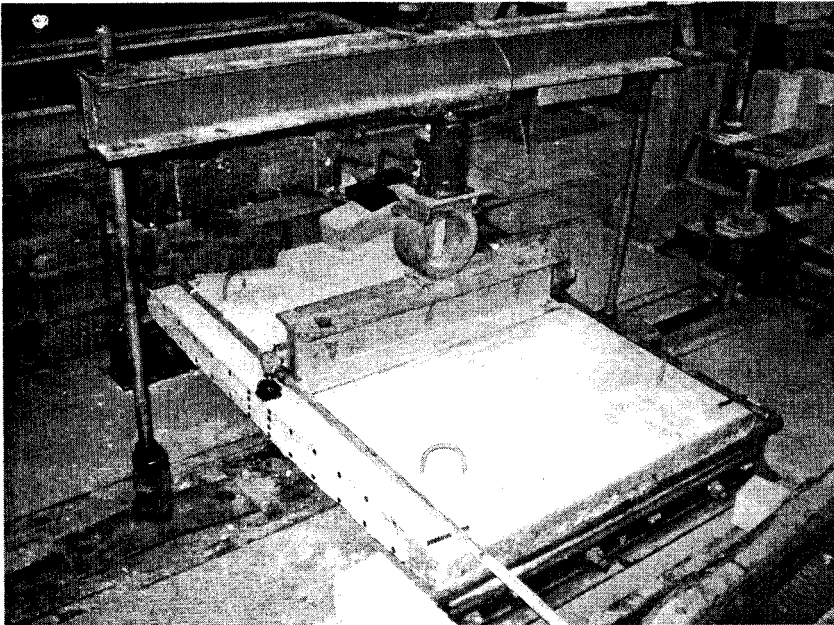
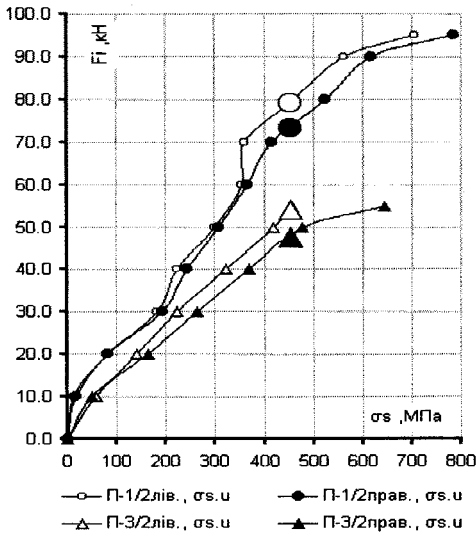
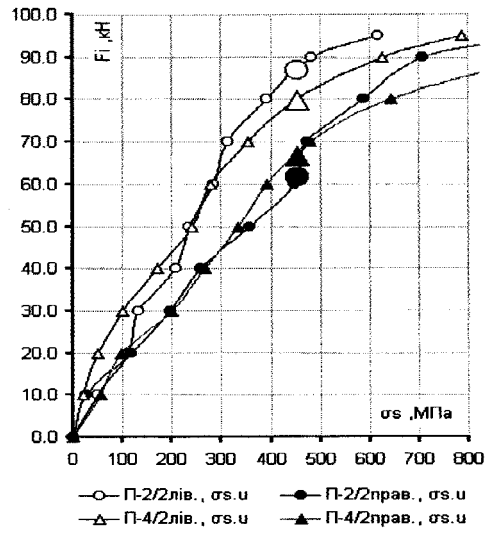


Рис. 1.38. Загальний вигляд випробування залізобетонних плит з моделюванням мінливості кроків горизонтальної робочої арматури



П-1/2, $\mu_m = 1,791\%$
 П-3/2, $\mu_m = 1,08\%$



П-2/2, $\mu_m = 2,382_{\text{лів...}} 1,067_{\text{прав}}\%$
 П-4/2, $\mu_m = 2,253_{\text{лів...}} 1,281_{\text{прав}}\%$

Рис. 1.39. Залежності напружень в арматурі σ_s у нормальних перерізах експериментальних плит від F_i

Таблиця 1.5

Значення F_u

| Марки плит | h, мм | h ₀ , мм | μ_i , % | S _i , мм | F _{u,i} , кН | M _{u,i} , кН×м | M _{u,П-1/2} , кН×м | M _{u,i} / M _{u,П-1/2} |
|---------------------------------------|-------|---------------------|-------------|---|-----------------------|-------------------------|-----------------------------|---|
| П-0 | | - | 0,05** | 3580* | 10 | 3,5 | 26,7 | 0,131 |
| П-3/2 | 82,2 | 62,7 | 1,08 | 166,8 | 53,40 | 16,07 | | 0,700 |
| П-2/2 прав. | 92,6 | 74,6 | 1,067 | 142 | 61,61 | 21,56 | | 0,808 |
| П-4/2 прав. | 89,5 | 73,5 | 1,281 | 120 | 66,78 | 23,37 | | 0,875 |
| П-1/2 | 81,1 | 63,1 | 1,791 | 100 | 76,29 | 26,7 | | 1,000 |
| П-4/2 лів. | 78,7 | 62,7 | 2,253 | 80 | 79,77 | 27,92 | | 1,046 |
| П-2/2 лів. | 81,9 | 65,9 | 2,382 | 72 | 86,70 | 30,35 | | 1,137 |
| ** - $\mu_{\min} = 0,05\%$ п.5.16 [5] | | | | * - $S_i \approx 1,791/0,05 \times 100 = 3580$ мм | | | | |

Загальні результати випробування чотирьох плит наведені у табл. 1.5, де враховані і фактичні їхні геометричні розміри.

Порівняння $M_{u,i,exp}/M_{u,П-1}$ залежно від проценту поздовжнього армування експериментальних плит μ_i наведені в табл. 1.5. Ці порівняння демонструють високу кореляційну залежність ($R^2=0,9914$) між відношеннями $M_{u,i,exp}/M_{u,П-1}$ та поздовжнім процентом армуванням плит μ_i . Рівняння апроксимації наведені на рис. 1.40.

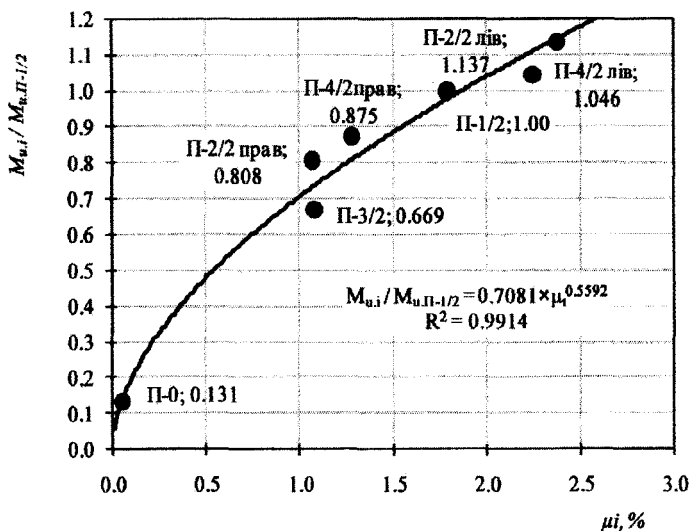


Рис. 1.40. Зміна $M_{u,i} / M_{u,П-1}$ від процента поздовжнього армування μ_i експериментальних плит

Порівнюючи $M_{u,i,exp} / M_{u,П-1}$ з S , спостерігаємо чітку залежність між цими параметрами, що дало можливість порівняти $M_{u,i,exp} / M_{u,П-1}$ залежно від рівнів кроків поздовжнього армування експериментальних плит S , які в межах серії коливаються в діапазоні $- S_{min}=71$ мм $- S_{max}=166,8$ мм. Результати цих порівнянь наведені в табл. 1.5 на графіку (рис. 1.41).

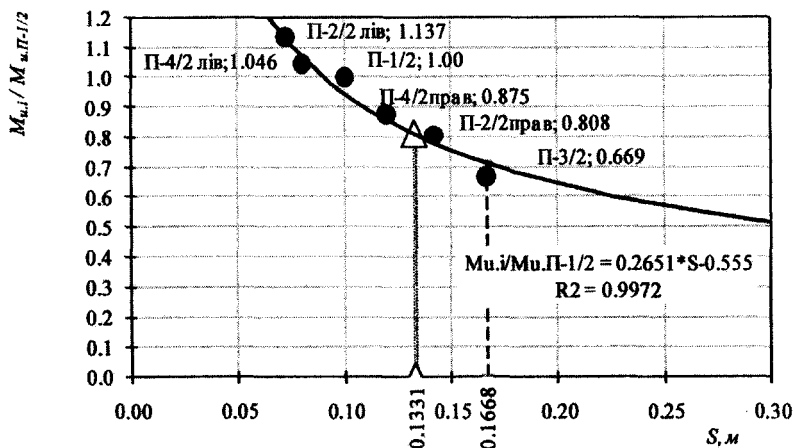


Рис. 1.41. Зміна $M_{u,i} / M_{u,П-1}$ від кроку арматури S у експериментальних плитах

Порівнюючи параметри $M_{u.i.exp} / M_{u.П-1}$ з S спостерігаємо ще вищу кореляційну залежність ($R^2=0,9972$), ніж під час попереднього порівняння $M_{u.i.exp} / M_{u.П-1}$ з μ_i , за рахунок вилучення впливу корисної висоти перерізів плит (табл. 1.5). За 95 % забезпечення кроку арматури S_{95} відношення $M_{u.i.exp} / M_{u.П-1} = 0.812$.

За рівнянням апроксимації на рис. 1.41 визначили значення $M_{u.i.exp} / M_{u.П-1} = 0,812$, відповідне до $S_{95.m} = (133,4 + 132,8) / 2 = 133,1$ мм, яке дає 95 % забезпеченість при $S_m = 100$ мм та коефіцієнті варіації $U = 20$ %.

Одержана теоретично гранична несуча здатність $M_{u.theor} = 21,67$ кН×м при $S_{95.m} = 133,1$ мм доволі чітко розташована між мінімальними експериментальними даними граничних несучих здатностей для плит П-2/2 ($F_u = 21,56$ кН×м – $S_{max} = 142$ мм) та П-4/2 ($F_u = 23,37$ кН×м – $S_{max} = 120$ мм).

Одержана теоретично гранична несуча здатність $M_{u.theor} = 21,67$ кН×м відповідає кроку $S_{95.m} = 133,1$ мм і на 34,85 % перевищує експериментальне значення $M_u = 16,07$ кН×м, одержане для плити П-3/2 і в якій був забезпечений постійний крок арматури $S = S_{99} = 166,8$ мм.

Аналіз цих порівнянь підтверджує, що в наявних нормативних документах необґрунтовано відсутня методика перевірних розрахунків фактичної розрахункової несучої здатності згинальних залізобетонних плитних елементів, як у разі забезпечення допустимих відхилень у кроках встановлення робочої арматури $\Delta S = \pm 20$ мм (плита П-4/2) [10, 60], так і за значніших відхилень фактичних кроків арматури від їх проектних значень $\Delta S > \pm 20$ мм (плита П-4/2).

Гранична несуча здатність $M_{u.П-2/2} = 21,56$ кНм плити П-2/2_{прав.} при $\Delta S > \pm 20$ мм менша на $(26,7 - 21,56) / 26,7 \times 100 \% = 19,25$ % від $M_{u.П-1/2} = 26,7$ кНм для плити П-1/2 з витриманим проектним кроком робочої арматури $S = 100$ мм.

Як бачимо, неврахування у розрахунках несучої здатності плит у відомих нормативних документах навіть допустимого в [60, 83] нормованого відхилення $\Delta S = \pm 20$ мм (плита П-4/2) від проектного кроку $S = 100$ мм на $(26,7 - 23,37) / 26,7 \times 100 \% = 12,5$ % знижує несучу здатність плит П-4/2_{прав.} порівняно з плитою П-1/2.

З загального аналізу наведених вище порівнянь експериментальних даних видно, що несучій здатності плит відповідає характер зміни процента поздовжнього армування плит по горизонтальній осі перерізу плит. Мінливість армування плит по горизонтальній осі їх робочого перерізу у разі визначення забезпеченням несучої здатності плит за чинними нормами [83] потрібно використовувати статистично обґрунтований з 95 % забезпеченням крок робочої арматури за такими формулами [9]:

$$s_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n s_i; \quad (1.16) \quad \sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (s_i - s_m)^2}; \quad (1.17)$$

$$s_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n s_i; \quad (1.18) \quad \sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (s_i - s_m)^2}; \quad (1.19)$$

$$U_f = \frac{\sigma}{s_m}; \quad (1.20) \quad s_{ser} = s_m(1 + 1,64 \times U_f); \quad (1.21)$$

Підсумовуючи аналіз експериментальних даних, можемо зробити такі висновки. Встановлено, що несуча здатність експериментальних плит залежить як від мінливості кроків робочої арматури, так і від зміни рівня процента поздовжнього армування вздовж горизонтальної осі робочого поперечного перерізу плит.

Аналіз даних з досліджених плит підтверджує, що в чинних нормах [83] відсутня методика розрахунку залізобетонних елементів на згин з урахуванням мінливості армування по горизонтальній осі перерізу плит.

Експериментальне дослідження прогинів. Значення прогинів f_i в середині прольоту залізобетонних експериментальних плит, біля лівої та правої їх граней, наведені в табл. 1.6 та відображені на графіку (рис. 1.42).

Таблиця 1.6

**Прогини f_i від інтенсивності навантажень F_i
на експериментальні плити**

| F_i , кН | П-1/2 | | П-2/2 | | П-3/2 | | П-4/2 | |
|---------------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|
| | U*=0% | | U*=20% | | U*=0% | | U*=20% | |
| | Лів. | Прав. | Лів. | Прав. | Лів. | Прав. | Лів. | Прав. |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 0,65 | 0,58 | 0,27 | 0,46 | 0,75 | 0,81 | 0,24 | 0,35 |
| 20 | 1,71 | 1,64 | 0,84 | 1,4 | 2,34 | 2,55 | 0,9 | 0,94 |
| 30 | 2,82 | 2,73 | 1,57 | 2,34 | 3,81 | 3,95 | 1,68 | 1,8 |
| 40 | 3,84 | 3,46 | 2,63 | 3,28 | 6,41 | 7,02 | 2,64 | 2,77 |
| 50 | 5,3 | 4,15 | 3,73 | 4,42 | 9,26 | 9,95 | 3,64 | 3,85 |
| 60 | 6,48 | 5,22 | 4,89 | 5,46 | 13,38 | 13,87 | 4,68 | 5,08 |
| 70 | 7,8 | 6,56 | 6,04 | 6,55 | | | 5,78 | 6,41 |
| 80 | 9,14 | 9,19 | 7,38 | 9,04 | | | 7,27 | 8,9 |
| 90 | 11,29 | 11,25 | 9,55 | 11,67 | | | 8,72 | 11,53 |
| 100 | 14,21 | 16,77 | 11,54 | 19,13 | | | 10,78 | 18,99 |

U* – коефіцієнти варіацій, які характеризують мінливість кроків робочої арматури

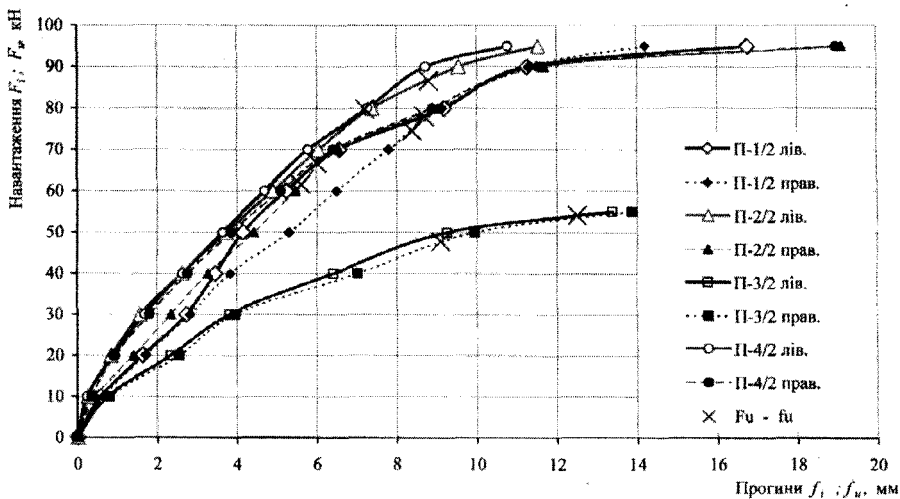


Рис. 1.42. Залежності прогинів $f_i (f_u)$ у середині прольоту експериментальних плит від навантажень $F_i (F_u)$

З аналізу графіка (рис. 1.42), який показує достатню кореляційну залежність між прогинами f_i у середині прольоту експериментальних плит та навантаженнями F_i , можна зробити деякі висновки:

- прогини правої та лівої граней плити П-1/2 за збільшення навантаження розвиваються практично однаково за рахунок збереження по ширині плити постійного кроку арматури $S=100$ мм та середнього процента армування $\mu=1,79$ %. Зафіксовані деякі відхилення в прогинах 8,7–8,4 мм за рахунок відхилень корисних висот у критичному нормальному перерізі щодо середнього значення по плиті $h_{o,m}=63$ мм, (біля правої $h_o=65,8$ мм та біля лівої $h_o=60,2$ мм);

- прогини правої та лівої граней плити П-3/2 у разі збільшення навантаження розвиваються практично однаково за рахунок постійних кроків арматури $S=166,8$ мм та процента армування $\mu=1,08$ % по ширині плити;

- прогини правої грані плити П-2/2_{прав} випереджають прогини лівої грані плити П-2/2_{лів} за рахунок більшого кроку арматури $S_{max}=142$ мм та відповідно меншого процента $\mu_{min}=1,067$ % армування плити біля правої її грані;

- прогини правої грані плити П-4/2_{прав} випереджають прогини лівої грані плити П-4/2_{лів} за рахунок більшого кроку арматури $S_{max}=120$ мм та відповідно меншого процента $\mu_{min}=1,281$ % армування плити біля правої її грані;

- з загального аналізу наведених вище порівнянь експериментальних значень прогинів дослідних плит видно вплив на них процента поздовжнього армування.

Граничні значення прогинів f_u збільшуються у разі зменшення процента μ поздовжнього армування плит.

Аналіз графіка (рис. 1.43, в) свідчить про високу кореляційну залежність між значеннями F_i та f_i , що підтверджує достовірність експериментально одержаних даних.

Методику підходу до розрахунку прогинів згинальних залізобетонних плитних елементів за чинними нормами [79] можна використати для оброблення експериментальних даних прогинів по дослідних плитах, використовуючи відповідну площу армування плит, яка зважає на прийняття для розрахунку статистично обґрунтованого з 95 % забезпеченням кроку робочої арматури по ширині нормального перерізу плити.

Порівняння граничного моменту M_u залежно від процента поздовжнього армування експериментальних плит μ_i , значення яких наведені в табл. 1.7, виконане на графіку (рис. 1.43, а). Це порівняння демонструє високу кореляційну залежність ($R^2=0,80$).

Таблиця 1.7

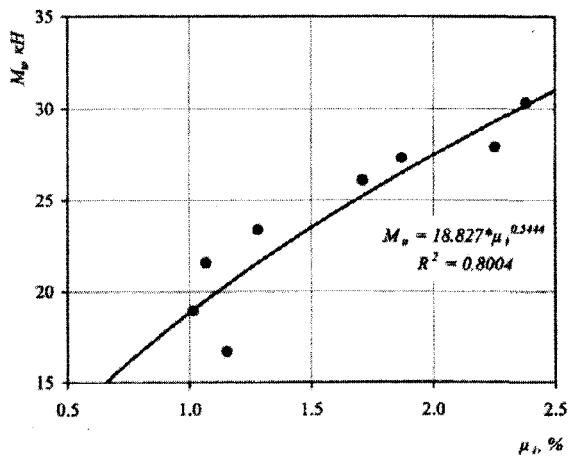
Результати випробувань по лівій та правій гранях перерізу плит

| Марки плит | a_s , мм | h_o , мм | $h_{o,m}$, мм | S_b , мм | μ_b , % | $\mu_{i,m}$, % | F_u , кН | M_u , кНм | $M_{u,m}$, кНм | f_w , мм | $f_{u,m}$, мм |
|-------------|------------|------------|----------------|------------|-------------|-----------------|------------|-------------|-----------------|------------|----------------|
| П-1/2 лів. | 17,2 | 60.2 | 63.0 | 100 | 1.870 | 1.79 | 78.03 | 27.31 | 26.70 | 8.7 | 8.55 |
| П-1/2 прав. | 19 | 65.8 | | 100 | 1.710 | | 74.54 | 26.09 | | 8.4 | |
| П-2/2 лів. | 16 | 65.9 | 70.3 | 72 | 2.382 | 1.61 | 86.7 | 30.35 | 25.95 | 8.8 | 7.2 |
| П-2/2 прав. | 18 | 74.6 | | 142 | 1.067 | | 61.61 | 21.56 | | 5.6 | |
| П-3/2 лів. | 16 | 66.7 | 62.7 | 166,8 | 1.016 | 1.08 | 54.11 | 18.94 | 17.82 | 12.5 | 10.8 |
| П-3/2 прав. | 23 | 58.7 | | 166,8 | 1.154 | | 47.74 | 16.71 | | 9.1 | |
| П-4/2 лів. | 16 | 62.7 | 68.1 | 80 | 2.253 | 1.66 | 79.77 | 27.92 | 25.65 | 7.2 | 6.6 |
| П-4/2 прав. | 16 | 73.5 | | 120 | 1.281 | | 66.78 | 23.37 | | 6 | |

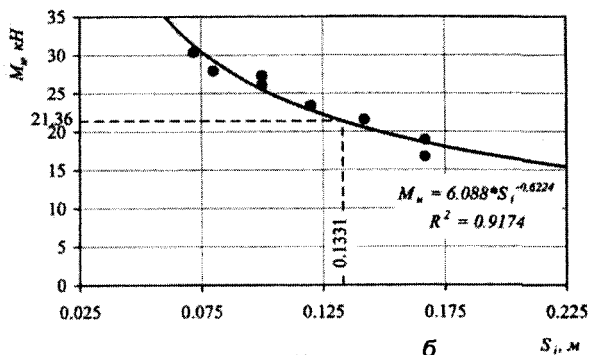
Порівняння M_u від кроків поздовжнього армування S_i за серією, виконане на графіку (рис. 1.43, б), так само демонструє високу кореляційну залежність ($R^2=0,9174$).

За рівнянням апроксимації на рис. 1.43, б визначили значення $M_u=21,36$ кНм, відповідне до кроку $S_{95,m}=(133,4+132,8)/2=133,1$ мм, який дає 95 % забезпеченість при $S_m=100$ мм та коефіцієнті варіації $U=20$ %. Одержане значення $M_{u,theor}=21,36$ кНм при $S_{95,m}=133,1$ мм доволі близько розташоване між граничними несучими здатностями для плит П-2/2_{прав.} ($F_u=21,56$ кНм при $S_{max}=142$ мм) та П-4/2_{прав.} ($F_u=23,37$ кНм при $S_{max}=120$ мм). Це дає можливість безпосередньо порівняти M_u від S_i .

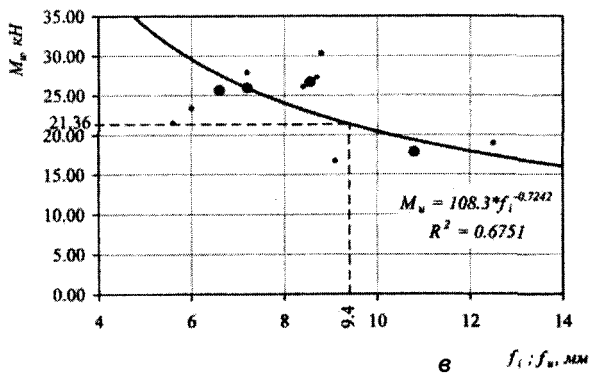
Значення $M_{u,theor}=21,36$ кНм за середнього статистичного кроку $S_{95,m}=133,1$ мм і на 28 % перевищує експериментальне значення $M_u=16,71$ кНм, одержане для плити П-3/2_{прав.}, в якій був забезпечений постійний крок арматури



а



б



в

Рис. 1.43. Зміна залежностей M_u від:
 а – процента поздовжнього армування μ_i ; б – кроку робочої арматури S_i ;
 в – граничних прогинів у середині прольотів f_u – у експериментальних плитах

$S=S_{99}=166,8$ мм. Тобто, статистично забезпечений на 95 % крок робочої арматури $S_{95,m}=133,1$ мм можна використовувати для визначення площі армування під час перевірних розрахунках плит за чинними нормами [79].

Одержана теоретична несуча здатність $M_{u,theor}=21,36$ кНм відповідає прогину $f_{u,theor}=9,4$ мм, який доволі чітко розташований між середніми експериментальними значеннями прогинів $f_{u,m}=7,45$ мм для плит П-1/2, П-2/2, П-4/2, які мають приблизно однакові значення $M_{u,m}$ та $\mu_{i,m}$, і середніми значеннями прогинів правої та лівої граней $f_{u,m}=10,8$ мм у плиті П-4/2.

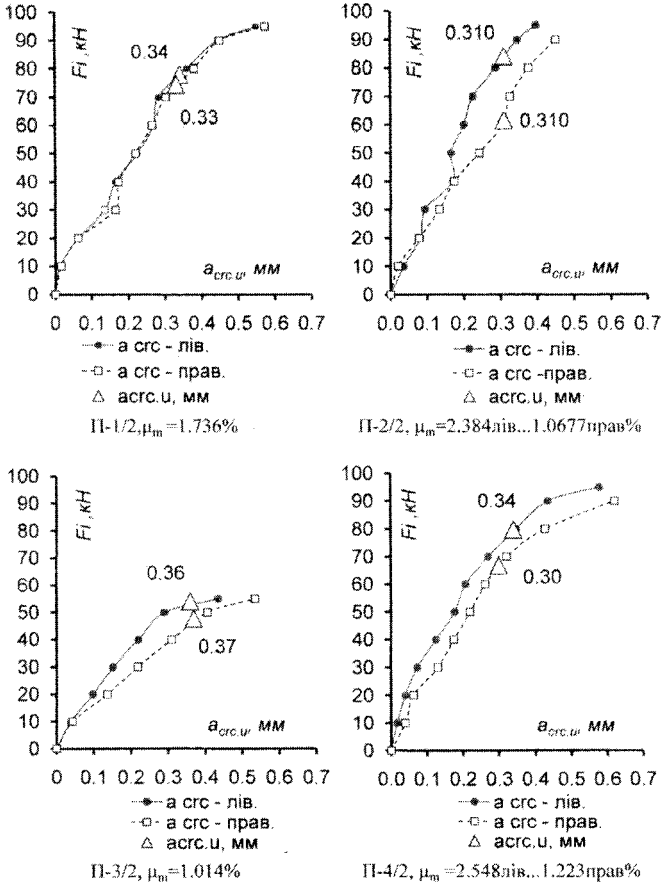


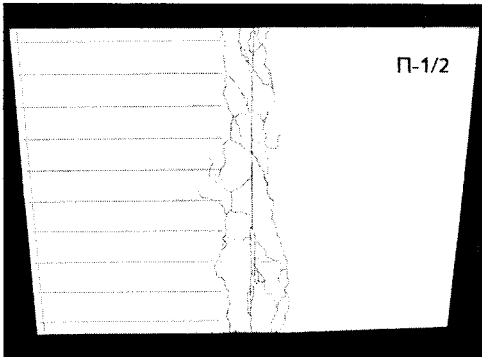
Рис. 1.44. Ширина розкриття тріщин $a_{crc,i}$ на правій та лівій гранях дослідних плит залежно від рівня навантаження F_i

Аналіз цих порівнянь підтверджує, що у відомих нормативних документах необґрунтовано відсутня методика перевірних розрахунків згинальних залізобетонних плитних елементів, як під час забезпечення допустимих відхилень у кроках встановлення робочої арматури $\Delta S=\pm 20$ мм [83] (плита

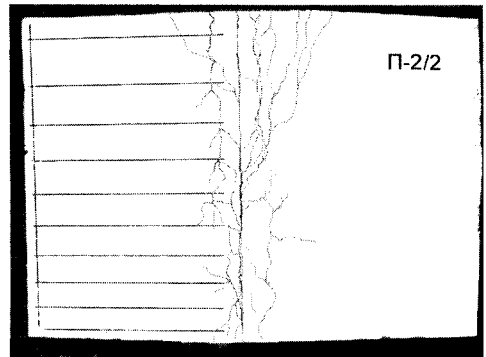
П-4/2), так і у разі значніших відхилень фактичних кроків арматури від їхніх проектних значень $\Delta S > \pm 20$ мм (плита П-2/2). З загального аналізу наведених вище порівнянь експериментальних даних бачимо, що несучій здатності плит відповідає характер зміни процента поздовжнього армування плит по горизонтальній осі перерізу плит. У разі мінливості армування плит по горизонтальній осі їх робочого перерізу потрібно перевіряти їхню несучу здатність за чинними нормами [79], до того ж потрібно використовувати статистично обґрунтований з 95 % забезпеченням крок робочої арматури за методикою [9].

Експериментальне дослідження ширини розкриття тріщин. Значення ширини розкриття тріщин $a_{cr,i}$ в середині прольоту залізобетонних експериментальних плит, біля лівої та правої їх граней, наведені на графіку (рис. 1.44).

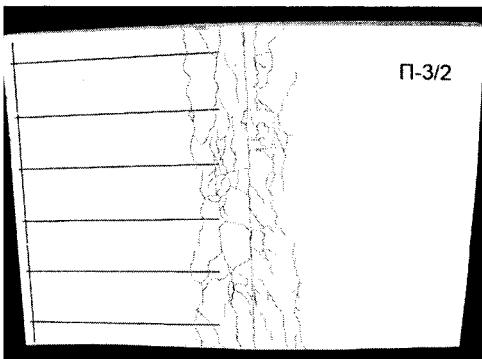
П-1/2, $\mu_m = 1.79\%$
 $S_i = 50 + 100 \times 9 + 50$ мм
 $S_m = 100$ мм, $\mu_m = 1.79\%$, $n_s = 10$ шт.



П-2/2, $\mu_i = 2.382$ лів... 1.067 прав %
 $S_i = 36 + 72 + 79 + 86 + \dots + 117 + 142 + 71$ мм
 $S_m = 100$ мм; $\mu_m = 1.61\%$, $n_s = 10$ шт.



П-3/2, $\mu_m = 1.08\%$
 $S_i = 83 + 166.8 \times 5 + 83$ мм
 $S_m = 166.8$ мм; $\mu_m = 1.08\%$, $n_s = 6$ шт.



П-4/2, $\mu_i = 2.253$ лів... 1.281 прав %
 $S_i = 40 + 80 \times 4 + 100 + 120 \times 4 + 60$ мм
 $S_m = 100$ мм; $\mu_m = 1.66\%$, $n_s = 10$ шт.

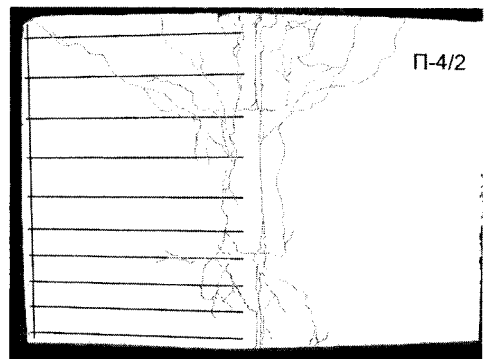


Рис. 1.45. Характер армування та картина кінцевого тріщиноутворення в експериментальних плитах

З загального аналізу графіка (рис. 1.44) експериментальних значень ширини розкриття тріщин $a_{cr,i}$ на правій та лівій гранях дослідних плит спостерігаємо, що вони відповідають тенденції до збільшення напружень в арматурі σ_s у нормальних перерізах експериментальних плит від рівня навантаження F_i .

Основні показники з армування експериментальних плит та характер кінцевих тріщиноутворень у них наведені на рис. 1.45.

Висновки. Встановлено, що несуча здатність, прогини та характер розподілу тріщин залежить як від мінливості кроків робочої арматури, так і від зміни рівня процента поздовжнього армування вздовж горизонтальної осі поперечного перерізу експериментальних плит.

Чинні норми не враховують мінливість армування за кроком арматури у монолітних залізобетонних плитних конструкціях.

Потрібно відкоригувати позиції чинного СНиП 2.03.01-84* [79] для оцінювання несучої здатності плитних конструкцій з врахуванням фактичних кроків S_i робочого армування, які заміряні під час інструментальних обстежень таких конструкцій неруйнівним методом [48].

За розрахунковий крок арматури для перевірних розрахунків потрібно приймати статистично обґрунтований крок арматури з забезпеченістю 95 % від їх середнього значення, що сьогодні є актуальним [9] для оцінювання міцнісних та жорсткісних параметрів плит за двома групами граничних станів згідно з чинними нормативними документами [79].

1.8. Опрацювання даних інструментального обстеження бетону з оцінюванням його фактичного стану з врахуванням фактора часу

У межах моніторингу технічного стану споруд АЕС ЗАТ “ТЕХЕНЕРГО” виконано інструментальне обстеження бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3 на Рівненській АЕС. Автори монографії опрацювали одержані дані з оцінюванням міцнісних характеристик бетону з врахуванням фактора часу та фактичного його поверхневого технічного стану. Об’єкт введений в експлуатацію у 1986 р.

Опрацювання даних інструментального обстеження бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3 з оцінюванням міцнісних характеристик бетону з врахуванням фактора часу та фактичного його поверхневого стану. Визначити фактичний клас та марку бетону і клас та марку бетону в 28-добовому віці. Проаналізувати результати ультразвукового контролю поверхневого стану

бетону. Зробити загальні висновки з оцінювання стану бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3.

Побудова градуовальної залежності для визначення міцності бетону за часом проходження ультразвуку. Для встановлення градуовальної залежності згідно з [25], використали 21 вірець-кубик розміром 150×150×150 мм (вік бетону – 8 років).

Градуовальну залежність для ультразвукового методу встановлювали на основі результатів випробування вірців-кубів спочатку неруйнівним методом [29], а потім за ГОСТ 10180-90.

Випробовували за температури повітря $t=21,2$ °С і відносної вологості повітря $W=54,5$ %, які визначали термо-гігрометром ТГЦ-МГ4.01.

Випробування вірців-кубів методом поверхневого ультразвукового прозвучування приладом УК-14ПМ. Непрямі характеристики бетону (час проходження ультразвуку) визначали ультразвуковим приладом УК-14ПМ (власність ЗАТ “Техенерго”, завод. № 443) з пристроєм для поверхневого прозвучування УППР-2М (база прозвучування 120 мм).

Зовнішню поверхню вірців-кубів очищали шпателем та наждачним бруском від наростів цементного пилу. На підготовлену поверхню прикладали пристрій для поверхневого прозвучування УППР-2М, перпендикулярно до поверхні вірця, та виконували 4–5 замірювань часу проходження ультразвуку через бетон вірця-кубика (рис. 1.46). Згідно з “Паспортом на ультразвуковий прилад УК-14ПМ” від значень часу проходження ультразвуку віднімали значення затримки у перетворювачі – 28 мкс. Для кожного вірця-кубика знаходили середнє значення часу проходження ультразвуку.

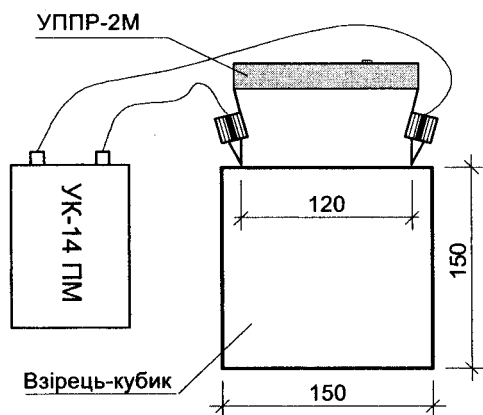


Рис. 1.46. Схема поверхневого прозвучування вірця-кубика

Випробування вірців-кубів на стиск згідно з ГОСТом 10180-90. Випробовували вірці-куби на пресі П-125.

Під час випробування вірці-куби ставили на нижню опорну плиту преса, центруючи їх щодо осей, використовуючи риски, що нанесені на плиту преса. Між вірцем-кубом та верхньою і нижньою плитами преса встановлювали пружні прокладки, завтовшки до 3 мм. Навантажували вірці неперервно до повного руйнування (рис. 1.47).

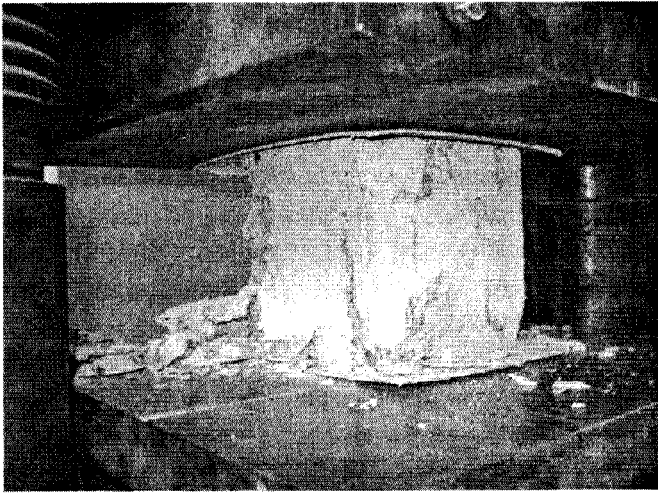


Рис. 1.47. Випробування еталонних взірців – кубів 150×150×150 мм

Побудова градувальної залежності “міцність бетону – час проходження ультразвуку” за ГОСТ 17624-87. Згідно з [25] під час поверхневого прозвучування потрібно приймати градувальну залежність “міцність бетону – час проходження ультразвуку”.

За одиничне значення міцності бетону прийняли значення міцності бетону взірця-кубіка $R_{i\phi}$, визначеного за ГОСТ 10180-90.

За одиничне значення непрямого показника міцності прийняли середнє арифметичне значення часу проходження ультразвуку t_i .

Градувальну залежність згідно з [25] прийняли експоненціальною (рис. 1.48):

$$\begin{aligned} & \text{при } R_{\phi.max} - R_{\phi.min} > 2\bar{R}_{\phi} \left(60 - \bar{R}_{\phi} \right) / 100 = \\ & = 51,6 - 21,4 > 2 \times 38,09(60 - 38,09) / 100 = 30,2 > 16,7, \\ & R_H = 116,07 \times e^{-0,0371 \times t}, \end{aligned} \quad (1.22)$$

де R_H – міцність бетону за градувальною залежністю, МПа; t – час проходження ультразвуку, мкс; $e=2,718282$ – експонента.

Після побудови градувальної залежності виконують її корегування, відбраковуючи одиничні результати випробування, що не задовольняють умову:

$$\frac{|R_{iH} - R_{iTM}|}{S_T} \leq 2, \quad (1.23)$$

де R_{iH} – міцність бетону i -го взірця за градувальною залежністю, МПа; $R_{i\phi}$ – міцність бетону i -го взірця, визначена за ГОСТ 10180-90, МПа; S_T – залишкове середньоквадратичне відхилення, що визначається за формулою

$$S_T = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (R_{i\phi} - R_{iH})^2}{n-2}}, \quad (1.24)$$

де n – кількість зрізів, що випробувані для перевірки градуовальної залежності.

Після перевірки умови $\frac{|R_{iH} - R_{iTM}|}{S_T} \leq 2$, бачимо, що відбракування

одиничних результатів не потрібно.

Градуовальна залежність допускається до подальшого використання за одночасного виконання таких вимог:

а) градуовальна залежність повинна мати похибку, що не перевищує 12 %:

$$\frac{S_T}{R_{TM}} \cdot 100\% \geq 12\% \text{ і } U \geq 15\%; \quad (1.25)$$

б) середньоквадратичне відхилення S_n міцності бетону у випробуваних зрізях не повинно перевищувати більше, ніж в півтора раза залишкове середньоквадратичне відхилення

$$S_{\bar{y}} > 1,5S_T.,$$

де $S_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_{iTM} - R_{iH})^2}{n-1}}$ – середньоквадратичне відхилення.

Градуовальна залежність міцності бетону від часу проходження ультразвуку наведена на графіку (рис. 1.48).

Одержана градуовальна залежність “міцність бетону – час проходження ультразвуку” (рис. 1.48) допускається до подальшого використання згідно з [25].

Визначення фактичного класу та марки бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3.

Складено за даними інструментального обстеження бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3 на Рівненській АЕС неруйнівним методом пластичних деформацій за допомогою склерометра С-22 (власність ЗАТ “Техенерго”, завод. № 56), який виконали працівники ЗАТ “Техенерго” 03 листопада 2007 р.

Навіть систематичний поопераційний контроль якості застосованих вихідних матеріалів для виготовлення бетону (цемент, заповнювачі, вода) на всіх ділянках технологічного процесу виготовлення бетонної суміші не завжди гарантує необхідну міцність бетону і однорідну якість готової продукції з врахуванням терміну її експлуатації після виготовлення, тому на першому місці для визначення фактичного стану бетону під час обстеження є контроль його

якості для порівняння фактично одержаних результатів з вимогами проектної документації та нормативною міцністю для розрахунку несучої здатності конструкції.

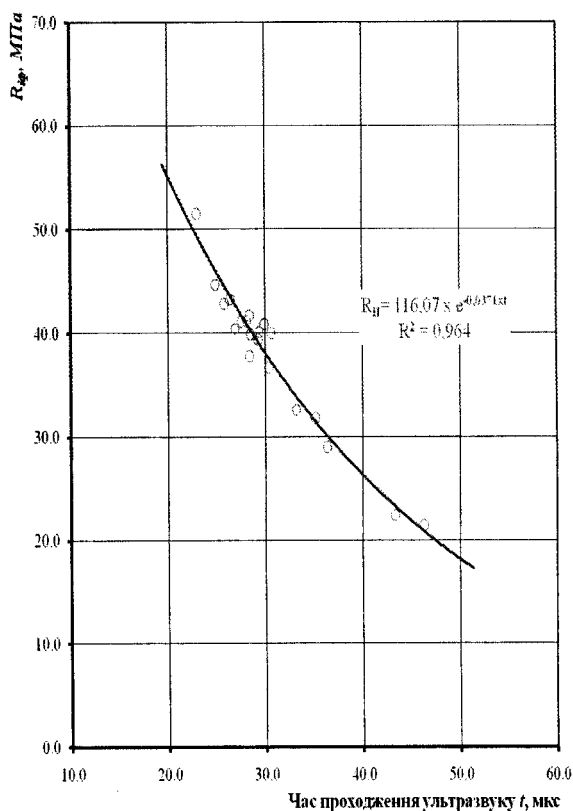


Рис. 1.48. Градувальна залежність для визначення міцності бетону за часом проходження ультразвуку

Для контролю міцності до початку випробувань зовнішню поверхню (площею близько 100 см^2) зон контролю (всього 36 шт.) очищали шпателем від наростів цементного пилу та наждачним бруском на необхідну глибину з врахуванням глибини карбонізації бетону.

На підготовані ділянки за допомогою приладу наносили 8–13 відбитків на відстані 2–3 см один від одного, діаметри яких вимірювали за допомогою мікроскопа МПБ-2. Відбитки, діаметри яких відрізнялися від середнього на конкретній ділянці більше ніж на 10 %, не враховували.

Дані замірювань непрямих характеристик міцності бетону з позначеннями зон контролю наведені на рис. 1.49.

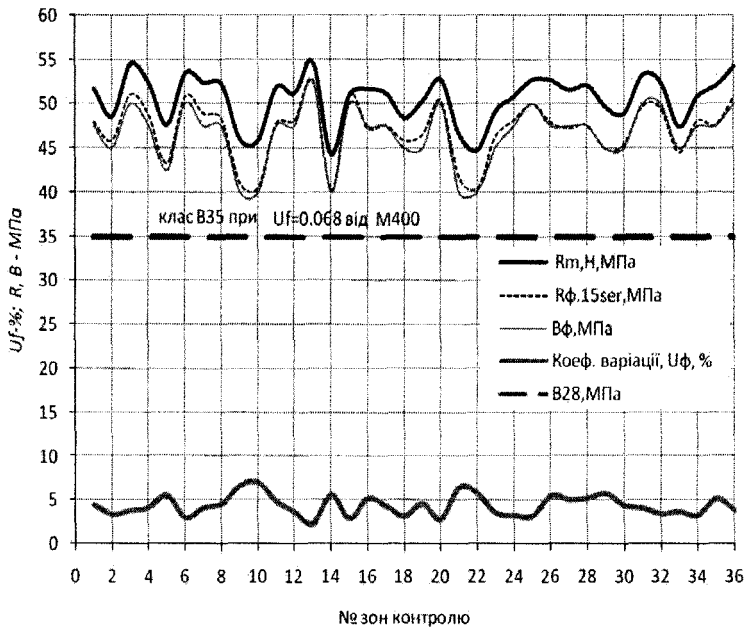


Рис. 1.49. Міцнісні та статистичні характеристики бетону по всіх зонах контролю

Від розмірів одержаних діаметрів відбитків за допомогою градувальної залежності переходили до міцності бетону R_{iH} , зарахованої до міцності кубів $150 \times 150 \times 150$ мм.

Для кожної зони контролю визначали середнє арифметичне значення міцності бетону R_{mH} (рис. 1.49).

Потім визначали значення, наведені на рис. 1.49, за такими формулами:

– середньоквадратичне відхилення

$$\sigma = [(R_{iH} - R_{mH})^2 / (n - 1)]^{1/2}; \quad (1.26)$$

де n – кількість відбитків на ділянці;

– фактичний коефіцієнт варіації

$$U_f = \sigma / R_{mH}; \quad (1.27)$$

– нормативну кубикову міцність бетону залежно від фактичного коефіцієнта варіації U_f

$$R_{15,ser} = R_{mH} (1 - 1,64 \times U_f); \quad (1.28)$$

– фактичний клас бетону B_ϕ за класифікацією табл. 2 СНиП 2.03.01-84* [80] не вище ніж $R_{15,ser}$

$$B_\phi \leq R_{15,ser}; \quad (1.29)$$

– фактичну марку бетону M_ϕ з умов 95 % забезпеченості:

$$M_\phi = R_{15,ser} / (1 - 1,64 \times U), \quad (1.30)$$

де $U=0,135$ – коефіцієнт варіації за [80], марка бетону M за класифікацією табл. 11 [88].

З таблиці зрозуміло, що клас (марка) бетону по всіх зонах контролю коливається від $B40$ ($M450$) до $B52,5$ ($M550$).

Виконали загальну статистичну обробку міцнісних характеристик бетону по всіх зонах контролю ЖОК СГО ЛСБ енергоблока №3. Виконали загальну статистичну обробку міцнісних характеристик бетону по всіх зонах контролю і одержали, що фактичний умовний клас бетону (марку), на час обстеження об'єкта, можна приймати $B_{ф}45$ ($M_{ф}500$).

Визначення фактичного класу та марки бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3 у 28-добовому віці.

За одержаними даними обстеження потрібно визначити клас та марку бетону у 28-добовому віці [2].

Об'єкт прийнятий в експлуатацію у 1986 р. Умовний фактичний клас (марка) бетону об'єкта, на час обстеження, після 22-річного періоду його експлуатації, становить $B_{ф}45$ ($M_{ф}500$).

Для визначення класу та марки бетону у 28-добовому віці за одержаними даними обстеження згідно з методикою [5] будували графік зростання міцності і класу бетону с часом.

Робочий проект розроблений у 80-х роках ХХ століття, коли за проектну марку бетону приймали середнє значення міцності кубів з розмірами $15 \times 15 \times 15$ см наближене до параметричного ряду за міцністю, згідно з табл. 11, чинного на той час [88]. Проектна марка бетону $M400$, яка за [80], при стандартному коефіцієнті варіації $U=0,135$, відповідає класу бетону $B30$.

За побудованим графіком одержали значення класу та марки бетону у 28-добовому віці: $B35$ та $M400$, які перевищують проектні значення $B30$ та $M400$. Різниця у класах бетону пов'язана з тим, що клас бетону $B35$ визначений за фактичним коефіцієнтом варіацій $U_{ф}=0,0679$, який одержаний з опрацювання усієї сукупності міцнісних показників бетону по зонах контролю (рис. 1.49), а клас бетону $B30$ одержаний за значення стандартного коефіцієнта варіації $U=0,135$ [80].

Виконана загальна статистична обробка міцнісних характеристик бетону об'єкта показала, що коефіцієнт варіації U для них, у межах зон контролю міцнісних характеристик бетону – $U_{ф}=6,79$ %, що вказує на незначне коливання його міцності, і ці значення коефіцієнта варіації не перевищують нормативні значення $U=13,5$ % – коефіцієнта варіації за [80], що вказує на достатній контроль якості бетону під час улаштування ЖОК СГО ЛСБ енергоблока №3.

Аналіз результатів ультразвукового контролю поверхневого стану бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3. Складено за даними інструментального обстеження бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока №3 неруйнівним

методом ультразвукового поверхневого прозвучування за допомогою ультразвукового приладу УК-14ПМ (власність ЗАТ “Техенерго”, завод. № 443) з пристроєм для поверхневого прозвучування УППР-2М, яке виконали працівники ЗАТ “Техенерго” 03 листопада 2007 р.

Зовнішню поверхню зон контролю (всього 36 шт.) очищали шпателем від наростів цементного пилю та наждачним бруском на необхідну глибину з врахуванням глибини карбонізації бетону.

На підготовлену поверхню прикладали пристрій для поверхневого прозвучування УППР-2М, перпендикулярно до поверхні, та виконували 4–6 замірювань часу та одне замірювання швидкості проходження ультразвуку через бетон.

Для кожної зони контролю визначили середнє арифметичне значення швидкості проходження ультразвуку. Згідно з “Паспортом на ультразвуковий прилад УК-14ПМ”, від значень часу проходження ультразвуку віднімали значення затримки у перетворювачі – 28 мкс.

Складений зведений журнал замірювань непрямих характеристик міцності бетону з позначеннями зон контролю.

Середні відкореговані (затримка у перетворювачі – 28 мкс) значення часу проходження ультразвуку нанесли на графік градуовальної залежності “міцність-час” з відповідними значеннями міцності бетону R_{mH} для цієї зони контролю.

Було зауважено, що для практично однакових міцностей бетону час проходження ультразвуку різний. Це вказує на наявність в бетоні ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3 поверхневих мікротріщин.

Глибину проникнення поверхневих мікротріщин у бетоні можна контролювати ультразвуковим приладом УК-14ПМ.

Під час розташування генератора ультразвукових коливань та їх приймача на поверхні конструкції можна розв’язати задачу і про глибину проникнення мікротріщин h_{crc} (рис. 1.50).

Для розрахунку h_{crc} використали формулу для фіксованої бази 120 мм пристрою УППР-2М:

$$h_{crc} = \sqrt{\frac{0,25 \times b^2 \times t_1^2}{t_2^2} - a^2} = \sqrt{\frac{0,25 \times 120^2 \times t_1^2}{t_2^2} - 60^2} = 60 \times \sqrt{\frac{t_1^2}{t_2^2} - 1}, \quad (1.31)$$

де $t_1 = t_i$ – час проходження ультразвуку, якщо в бетоні є перешкода у вигляді тріщини; $t_2 = t_{i \min}$ – час, за який ультразвук проходить в бетоні без перешкоди в межах бази $b=120$ мм; $b=2 \times a=120$ мм – фіксована база вимірювання.

За мінімальний час $t_{i \min}$ проходження ультразвуку прийняли середнє мінімальне його значення із всіх заміряних (36 шт.) по всіх зонах контролю.

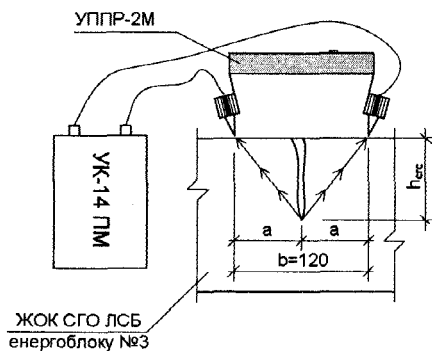


Рис. 1.50. Схема поверхневого прозвучування ЖОК СГО ЛСБ енергблоку № 3 для визначення глибини проникнення поверхневих мікротріщин

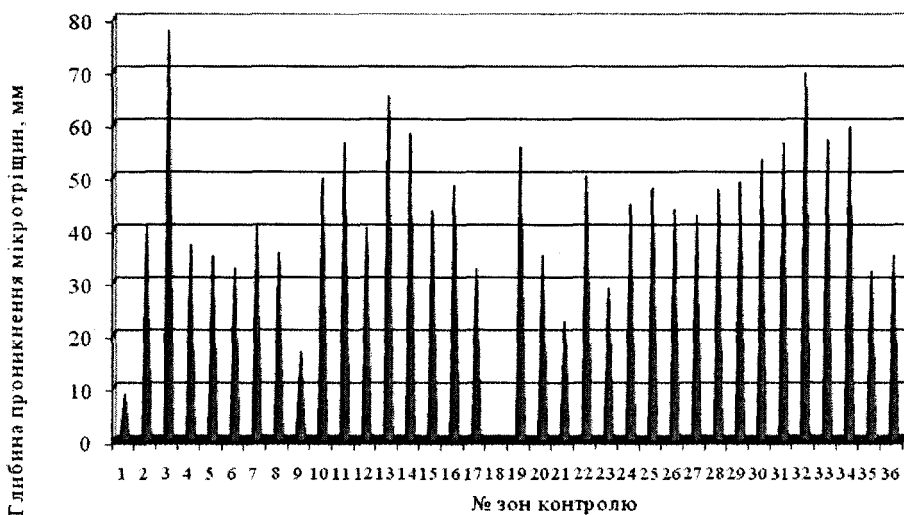


Рис. 1.51. Глибини проникнення тріщин в бетон по зонах контролю

Значення глибин проникнення мікротріщин $h_{ср}$ у тіло бетону ЖОК СГО ЛСБ енергблоку № 3 по всіх зонах контролю на рис. 1.51.

Загальні висновки. Об'єкт введений в експлуатацію у 1986 р.

Фактичний вік бетону об'єкта, на час обстеження, – 22 роки.

Проектна марка бетону, віднесена до міцності кубів $15 \times 15 \times 15$ см, – $M400$.

Робочий проект розроблений у 80-х роках ХХ століття, коли за проектну марку бетону приймали середнє значення міцності кубів з розмірами $15 \times 15 \times 15$ см, наближене до параметричного ряду за міцністю згідно з табл. 11, чинного на той час [88]. Проектна марка бетону $M400$, яка за [80], за стандартного коефіцієнта варіації $U=0,135$, відповідає класу бетону $B30$.

Градувальну залежність для методу пластичних деформацій встановлювали на основі результатів випробування взірців-кубів за [29], а потім за ГОСТ 10180-90.

Одержана градувальна залежність “міцність бетону – діаметр відбитку” допускається до подальшого використання згідно з вимогами ГОСТ 22690-88.

Одержана градувальна залежність “міцність бетону – час проходження ультразвуку” допускається до подальшого використання згідно з вимогами [25].

Фактичний клас бетону (марку), на час обстеження об’єкта, можна приймати $B_{ф45}$ ($M_{ф500}$).

Отримані значення класу та марки бетону у 28-добовому віці В 35 та М400, які перевищують проектні значення В30 та М400. Різниця у класах бетону пов’язана з тим, що клас бетону В35 визначений за фактичним коефіцієнтом варіацій $U_{ф}=0,0679$, який одержаний з опрацювання усієї сукупності міцнісних показників бетону (354 замірювання міцності бетону) по зонах контролю, а клас бетону В30 одержаний за значення стандартного коефіцієнта варіації $U=0,135$ [80].

Виконана загальна статистична обробка міцнісних характеристик бетону об’єкта показала, що коефіцієнт варіації U бетону, в межах зон контролю його міцнісних характеристик, – $U_{ф}=6,79\%$, що свідчить про незначне коливання його міцності і ці значення коефіцієнта варіації не перевищує нормативні значення $U=13,5\%$ – коефіцієнта варіації за [80], що вказує на достатній контроль якості бетону у разі улаштування ЖОК СГО ЛСБ енергоблока №3.

Значення глибин проникнення мікротріщин $h_{ср}$ у тіло бетону ЖОК СГО ЛСБ енергоблока № 3 по всіх зонах контролю наведені на рис. 1.51. Максимальна глибина проникнення мікротріщини дорівнює 77,5 мм, що практично не перевищує центр ваги робочої арматури. Середня глибина проникнення мікротріщини – 42,87 мм.

Інші необхідні розрахункові дані по бетону, за фактичним класом бетону, можна одержати з таблиць [79].

1.9. Статистичне обґрунтування постійного навантаження від теплоізоляційного килиму на плити покриття та оцінювання умов експлуатації конструкцій суміщеного даху

Врахування мінливості постійних навантажень від суміщених дахів промислових великопрогонових споруд під час їх обстеження сьогодні є доволі актуальним завданням у зв’язку з тим, що більшість таких споруд побудовані у 70-х роках ХХ століття і їхні дахи неодноразово ремонтували.

До того ж порівняльний аналіз проектних рішень з якістю виконання будівельно-монтажних робіт з улаштування суміщених дахів дав можливість виявляти вплив факторів, які не враховуються під час їх проектування, що іноді призводить до зниження експлуатаційної надійності [40] конструкцій збірних залізобетонних ребристих плит покриттів та конструкцій, які нижче розташовані.

Фактична мінливість товщини шарів та щільності матеріалів у суміщеному даху, за рахунок недотримання проектних рішень, іноді спричиняє істотне зниження несучої здатності конструкції покриття та відповідно і його надійності за постійними навантаженнями, враховуючи і снігові підвищені навантаження за [40]. Тому, враховуючі фактично діючі на конструкції даху сумарні навантаження, оцінювання мінливості постійного навантаження від конструкції суміщеного даху для визначення фактичного його значення та коефіцієнта надійності за навантаженням є актуальним завданням.

Відхилення товщини теплоізоляційних шарів в наявних суміщених дахах від вимог проектної документації потрібно розглядати як дефекти, що виникають на стадії її улаштування за відсутністю поопераційного контролю її параметрів. Перехід конструкції даху з працездатного стану у непрацездатний (стан відмови) відбувається внаслідок поступового нагромадження дефектів або за рахунок прихованих дефектів, які вже присутні у конструкції даху.

Порушення технологій контролю якості [32] під час здавання готової продукції не дає можливості вчасно виявити вплив непроконтрольованого людського фактора на якість виконання будівельно-монтажних робіт. Тому, для перевірних розрахунків несучих конструкцій покриття за чинними нормами традиційно виникає запитання, які постійні навантаження вибрати – проектні, середні за замірами чи максимальні з запасом? Це пов'язано зі значним коливанням постійних навантажень по ділянках площі даху.

Під час нового проектування будівель і споруд основними характеристиками постійних навантажень є їхні нормативні та розрахункові значення.

Нормативні значення навантажень за [40] визначаються:

- навантаження від власної ваги – за проектними значенням геометричних і конструктивних параметрів і по середніх значеннях щільності з урахуванням даних підприємств-виробників по очікуваній масі конструкції;

- можливістю відхилення навантажень до несприятливого (більше або менше) від їхніх нормативних значень внаслідок мінливості навантажень або відхилень від умов нормальної експлуатації, що враховується коефіцієнтами надійності за навантаженням γ . Значення коефіцієнтів γ можуть бути різними для різних граничних станів і різних ситуацій;

- розрахункові значення навантажень одержуємо множенням нормативного значення на відповідний коефіцієнт надійності за навантаження;

– за наявності статистичних даних, розрахункові значення навантажень допускається визначати безпосередньо за заданою вірогідністю їх перевищення.

Під час обстеження контроль точності геометричних параметрів по кожному об'єкті контролю приймають за [32], як правило, приймають вибірковий вид контролю. Застосування ефективного вибіркового контролю приймають на основі результатів статистичного аналізу точності за [32], який під час аналізу точності процесів виробництва враховує вибірки даних. У такому разі дані відібрані з характерних ділянок даху. Контроль точності параметрів теплоізоляційних шарів суміщеного даху, під час проведення робіт з обстеження їх конструкцій на великій площі, доволі важко на діючих спорудах визначити за [42].

Збирання навантаження від суміщеного даху для визначення фактичних рівномірно-розподілених навантажень на плити покриття від конструкції даху з метою визначення необхідної несучої здатності плит покриття на діючі сумарно постійні та снігові нормативні та розрахункові навантаження.

Експериментальні дослідження мінливості параметрів матеріалів суміщеного даху. Інструментально дослідили фактичні параметри матеріалів даху у покритті фабрики із виробництва пральних машин ТзОВ “Українська побутова техніка” автори роботи у співпраці з Нідерландською фірмою ПП “Тебодін Україна”, для визначення технічного стану плит покриття над виробничим корпусом фабрики, який експлуатували приблизно 40 років. Розміри даху в плані 205×180,5 м. Конструктивні особливості обрису даху зображені на рис. 1.52.

Прозондовано конструкцію суміщеного даху для визначення його складу та власної ваги шарів.

Під час інструментального дослідження застосовували засоби виміральної техніки, таровані у ДП “Львівстандартметрологія”.

Обстеження виконується відповідно до положень [44, 61]. Обстежили елементи конструкцій суміщеного даху з розподілом на два етапи:

1) **попереднє обстеження.** Виконане попереднє обстеження не дало істотних результатів до мети обстеження у зв'язку з проведеним ремонтом покрівельного килиму по усій площі суміщеного даху (рис. 1.52);

2) **детальне інструментальне обстеження.** Згідно з технічною програмою детально обстежили елементи суміщеного даху над виробничим корпусом.

У межах інструментального обстеження суміщеного даху були виконані такі роботи:

– фіксацію місць проведення відбору зразків елементів даху виконували з застосуванням плану-схеми даху, на яких наведено проектне розбивання поверхні на водорозділи, розташування водоприймальних воронок і всіх виступаючих конструкцій, до яких примикає покрівельний килим. Результати обстежень оформили у вигляді спеціальних умовних позначок на плані-схемі з їх розшифруванням та нумерацією;

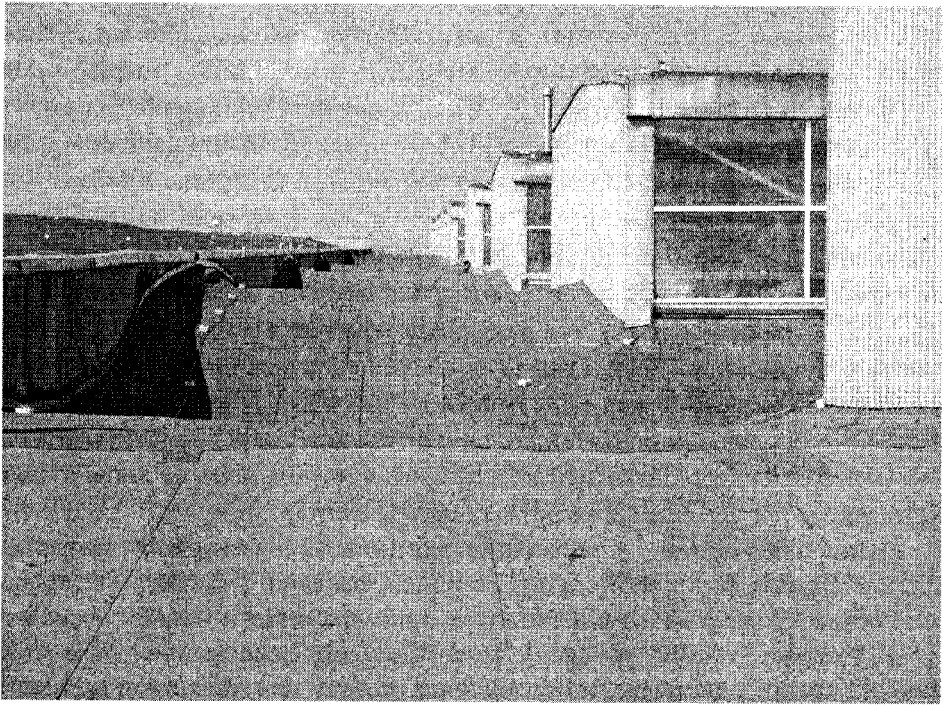


Рис. 1.52. Вид на відремонтовану покрівлю суміщеного даху між осями "3-8" з осі "А"

– здійснено вирубку 16 шурфів і відбір зразків шарів покрівлі та утеплювача для лабораторної перевірки назв їх матеріалів, товщини, густини, вологості для визначення постійних навантажень від даху та ефективності його теплозахисту. Виконана статистична обробка товщини та густини вилучених матеріалів для визначення статично обґрунтованого постійного навантаження на несучі конструкції покриття на фіксованих ділянках;

– додатково, методом наскрізного зондування визначені у 70 місцях повні товщини теплоізоляційного килиму даху у поздовжньому та поперечних його напрямках (з фіксацією місць проведення вимірювань і нумерацією на кресленнях-схемах), як складової для можливості виконання повнішого статистичного оброблення діючих на плити покриття постійних навантажень;

– проведена фотофіксація виконаного зондування елементів даху;

– проведений аналіз результатів обстежень елементів даху зі складання звіту з проведеної роботи;

– роботи з обстеження суміщеного даху провели відповідно до рекомендацій і вимог нормативної літератури та [44, 61];

– складене текстове, графічне та табличне оформлення матеріалів обстежень з фіксацією виявлених дефектів.

Метод оцінювання мінливості параметрів матеріалу даху. Для визначення мінливості товщини та густини матеріалів даху фіксували характерні ділянки контролю по всій площі даху. Ці ділянки фіксували у прольотах плит покриття, які змонтовані на різних рівнях сегментних кроквяних ферм: у розжолобках біля парапетів; на середніх опорах ферм; на гребенях ферм; біля ліхтарів і у чвертях прольотів ферм. Розташування характерних ділянок контролю, в яких необхідно визначити параметри матеріалів в суміщеному даху, наведені на рис. 1.53.

Визначення фактичних навантажень від конструктивних елементів суміщеного даху на плити покриття над виробничим корпусом фабрики.

Під час обстеження зафіксовані фактичні постійні і порашовані снігові навантаження, визначені особливості експлуатації суміщеного даху виробничого корпусу.

Для визначення конструкції даху та навантаження від неї на залізобетонні ребристі плити покриття під час обстеження виконали такі роботи:

1. У 16 шурфах з даху відібрали взірці. План даху з розташуванням шурфів для відбору взірців з суміщеного даху наведений на рис. 1.53. Фотофіксація двох з 16 шурфів наведена на рис. 1.54.

2. Заміряли товщину шарів даху у 16 шурфах та лабораторно зважували взірці зі статистичним аналізом одержаних результатів. Результати інструментальних вимірювань фактичних висот та густини матеріалів даху наведені у табл. 1.8. За одержаними даними з конструктивних елементів даху виконали статистичну обробку густини матеріалів шарів і їх товщини (табл. 1.8).

3. Заміряли з поверхні покрівлі, у 70 місцях сумарної товщини теплоізоляційного килима (гідроізоляційного килима, стяжки, утеплювача, пароізоляція відсутня) у поздовжньому та поперечних напрямках виробничого корпусу (з фіксацією місць проведення вимірювань з нумерацією на кресленнях-схемах – див. рис. 1.53), як складової для статистичної обробки діючих на плити покриття постійних навантажень. Результати замірювань наведені у табл. 1.8.

4. Зібрали постійні навантаження на плити покриття з врахуванням їх статистичного оброблення. Схеми постійних розрахункових (граничних) та нормативних (експлуатаційних) навантажень (без врахування власної ваги плит) на плити покриття див. рис. 1.53.

5. Визначили за програмним комплексом “ЛІРА” (ліцензія № 1д/971), залежно від обрису перерізів конструкцій покриття, снігові розрахункові (граничні) та нормативні (експлуатаційні) навантаження для IV снігового району [40], в якому розташований м. Івано-Франківськ. Розрахунки виконані, як за старим нормативним документом [78], який діяв на час проектування, так і за [40].

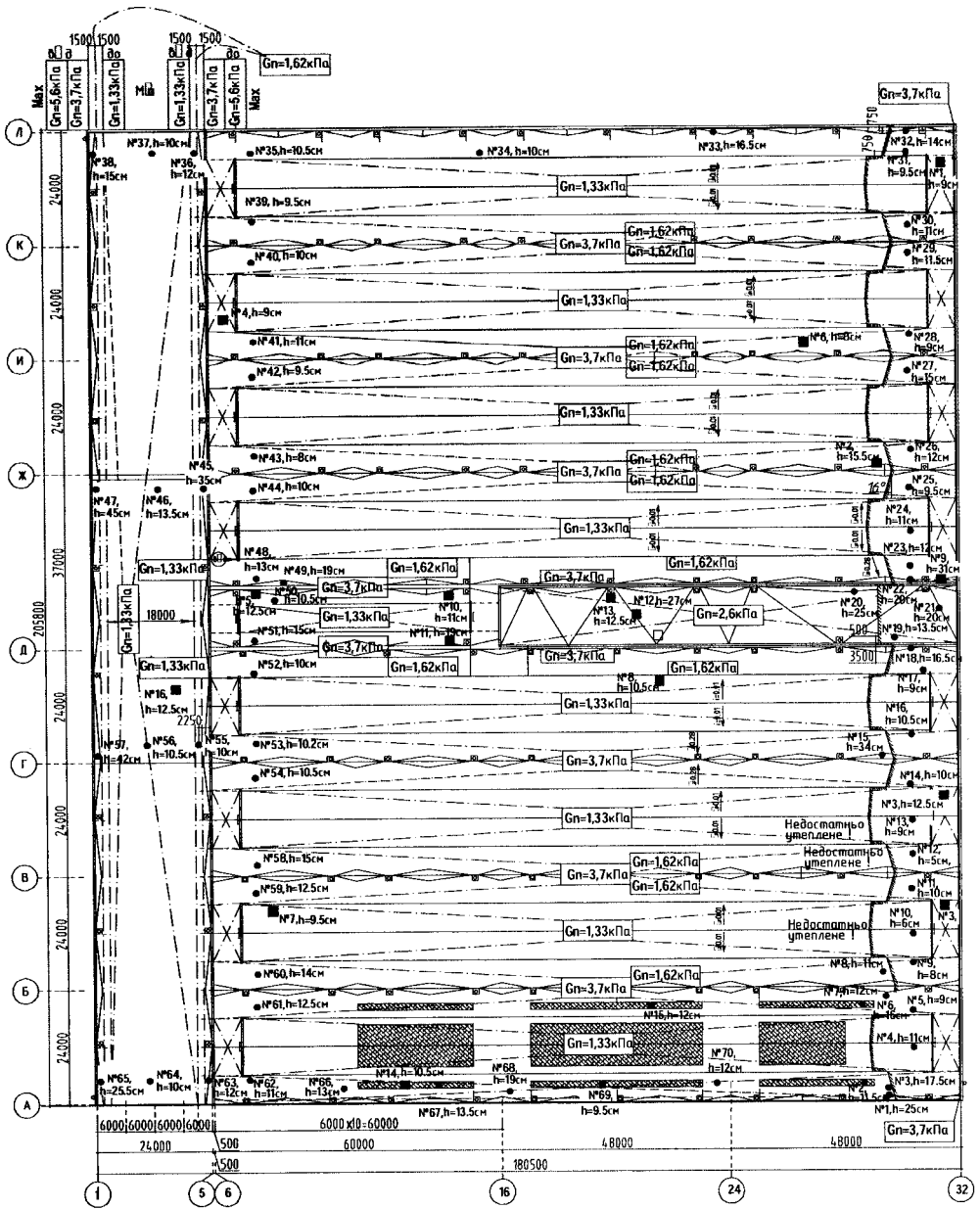


Рис. 1.53. Розташування характерних ділянок контролю, на яких визначали параметри матеріалів суміщеного даху: ■ – розташування 16 шурфів для відбору візрів з суміщеного даху; ● – замірювання у 70 місцях з поверхні покрівлі сумарної товщини шарів суміщеного даху. Схема розташування постійних нормативних (експлуатаційних) навантажень на плити покриття

Таблиця 1.8

Визначення навантажень від шарів рулонної покритті, вирівнювального шару, утеплювача суміщеного даху фабрики із виробництва пральних машин ТЗОВ "Українська побутова техніка" та їх статистичне оброблення

| № шурфа | Вага взірця, кг | "h _{шм} " шурфа, м | Об'єм взірця, см ³ | "h" руберойду та бітуму, см | Густина руберойду, т/м ³ | "h" асфальту, см | Густина асфальту, т/м ³ | Вид утеплювача | "h" утепл., см | Густина утеплювача, т/м ³ | "h" цем. піщаної стяжки, см | Густина стяжки, т/м ³ | Фактичні "G" та статистичні значення "G _n " та "G" навантажень, кН/м ² | | | Коеф. Кст прив. покритті, =G/h _{шм} , кН/м ³ | |
|---------|-----------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------|------------------|------------------------------------|------------------|----------------|--------------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|--|-----|----|--|------|
| | | | | | | | | | | | | | 14 | 15 | 16 | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | |
| 1 | 1.59 | 0.09 | 1211 | 1.71 | 0.98 | | | Шлак | 4 | 0.84 | 3.4 | 2.02 | 1.2 | | | 13.1 | |
| 2 | 2.07 | 0.16 | 2114 | 2.35 | 1.16 | | | Шлак | 12.0 | 0.59 | 1.2 | 2.09 | | 1.5 | | 9.8 | |
| 3 | 1.50 | 0.13 | 1250 | 2.5 | 1.04 | | | Шлак з тирсою | 7.5 | 1.03 | 2.5 | 1.88 | | 1.5 | | 12.0 | |
| 4 | 1.93 | 0.09 | 1823 | 2 | 1.03 | 1.0 | 1.67 | Шлак | 5.0 | 0.81 | 1.0 | 1.75 | 1.0 | | | 10.6 | |
| 5 | 2.90 | 0.14 | 2548 | 5 | 1.23 | | | Шлак з піском | 8 | 0.99 | 1.0 | 1.86 | | 1.6 | | 11.4 | |
| 6 | 2.00 | 0.08 | 1922 | 2 | 1.09 | | | Піно-бетон | 5 | 0.87 | 1.0 | 1.82 | 0.83 | | | 10.4 | |
| 7* | 1.55 | 0.10 | 2138 | 2 | 1.08 | | | Тирса з цементом | 6.3 | 0.39 | 1.2 | 1.88 | 0.69 | | | 7.3 | |
| 8 | 1.95 | 0.11 | 1772 | 2.9 | 1.00 | | | | 4.49 | 1.37 | 3.1 | 2.14 | 1.2 | | | 11.0 | |
| 9 | 5.04 | 0.31 | 4278 | 1.15 | 1.18 | 3.1 | 1.98 | Шлак з піском | 19.57 | 1.00 | | | | | | 3.6 | 11.8 |
| | | | | 2.72 | 1.10 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 4.46 | 1.36 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 8.33 | 1.21 | | | | | | | | | | | | |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
|----|---|-------|---|------|------|------|------|-------|-------|------|------|-------|-------|------|------|------|
| 10 | 1.61 | 0.1 | 1558 | 1.78 | 1.06 | | | Шлак | 7.12 | 0.79 | 2.1 | 1.84 | 1.1 | | | 10.3 |
| 11 | 5.28 | 0.19 | 2717 | 3.1 | 1.19 | | | Пісок | 12.64 | 2.11 | 3.3 | 2.01 | | | 3.62 | 10.6 |
| 12 | 5.20 | 0.27 | 5405 | 3.45 | 1.07 | 2.4 | 1.76 | Шлак | 11.15 | 0.90 | | | | | 3.5 | 12.9 |
| 13 | 2.26 | 0.13 | 2363 | 3.4 | 1.02 | 1.4 | 1.29 | Шлак | 7.70 | 0.88 | | | 1.2 | | | 9.5 |
| 14 | 2.87 | 0.11 | 2945 | 1.33 | 0.96 | | | Шлак | 7.52 | 0.78 | 1.7 | 1.87 | 1.0 | | | 9.7 |
| 15 | 2.56 | 0.12 | 2700 | 1.5 | 1.14 | | | Шлак | 8.50 | 0.73 | 2.0 | 1.71 | 1.1 | | | 9.5 |
| 16 | 2.45 | 0.125 | 2389 | 1.98 | 1.00 | | | Шлак | 8.42 | 0.81 | 2.1 | 1.95 | 1.3 | | | 10.2 |
| | Середні значення: | | 2.00 | 1.10 | 2.0 | 1.68 | | | 7.68 | 0.90 | 1.70 | 1.91 | 1.10 | 1.54 | 3.58 | 10.9 |
| | Стандарне відхилення: | | 0.45 | 0.10 | | 0.36 | | | 2.64 | 0.20 | 0.24 | 0.13 | 0.14 | 0.05 | 0.09 | 1.2 |
| | Коефіцієнт варіації U_i : | | 0.22 | 0.09 | | 0.21 | | 0.34 | 0.22 | 0.14 | 0.07 | 0.125 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.11 |
| | 95% забезпеч., експлуатаційні: | | 2.74 | 1.27 | | 2.26 | | 12.02 | 1.22 | 2.09 | 2.11 | 2.11 | 1.325 | 1.62 | 3.7 | 12.8 |
| | 99,9% забезпечення, граничні: | | 3.35 | 1.41 | | 2.75 | | 15.61 | 1.49 | 2.42 | 2.29 | 2.29 | 1.512 | 1.69 | 3.86 | 14.3 |
| | γ_f - коеф. по показниках: | | 1.22 | 1.11 | | 1.21 | | 1.299 | 1.218 | 1.16 | 1.08 | 1.08 | 1.14 | 1.04 | 1.03 | 1.12 |
| | Загальні по шарах коеф. γ_{fm} | | 1.357 | | | 1.21 | | 1.58 | | | 1.25 | | | | | |
| | Примітки: 7* - занижені дані власної ваги взірця; | | - дані вилучені зі статистичної обробки; | | | | | | | | | | | | | |
| | 1.33 1.62 3.7 | | - експлуатаційні навантаження на характерних ділянках покриття, див. рис. 2; | | | | | | | | | | | | | |
| | 1.5 1.81 4.14 | | - граничні навантаження отримані множенням експлуатаційних на $\gamma_f = 1.12$; | | | | | | | | | | | | | |
| | | | - підкреслені цифрові значення прийняті в табл. 4.5. | | | | | | | | | | | | | |
| | Граничні значення граничних навантажень згідно п.5.3 [40] | | $\gamma_{fm} =$ | 1.2 | | 1.2 | | | | 1.2 | | | | | | 1.2 |
| | | | тл/м ³ | 1.32 | | 2.01 | | | | 1.08 | | | | | | 2.29 |
| | Значення граничних навантажень згідно п.5.3 [40] менші фактичних | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | 1.07 | | | 1.37 | | | | 1.38 | | | | | | 1.00 |
| | тільки за раунок мініливості густини матеріалів. Мінілівість товщини шарів не враховується. | | Висновок: Фактичні сумарні навантаження від шарів даху більші за проектні. | | | | | | | | | | | | | |

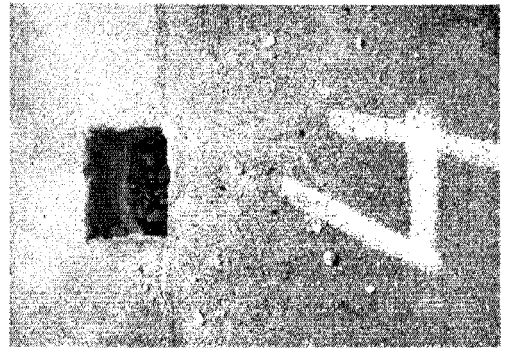


Рис. 1.54. Вирубка шурфу № 3 і шурфу № 4 після замірювання товщини та відбору зразків шарів з суміщеного даху для лабораторних досліджень

6. Визначили фактичні сумарні постійні та снігові розрахункові (граничні) та нормативні (експлуатаційні) навантаження на плити даху, залежно від їх місця розташування в обрисі перерізів конструкцій покриття.

У табл. 1.8 наведено результати статистичного оброблення одержаних з обстеження параметрів матеріалів даху за нормальним законом розподілу [31].

Середні значення параметрів по елементах даху ($s_{m,i}$) вираховували за формулою

$$s_{m,i} = \frac{\sum_{i=1}^n s_i}{n}. \quad (1.32)$$

За числа $n \geq 6-8$ значень параметрів по елементах даху, середнє квадратичне відхилення ($\sigma_{m,i}$), визначили за формулою

$$\sigma_{m,i} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (s_i - s_{m,i})^2}{n-1}}. \quad (1.33)$$

Коефіцієнти варіації значень параметрів по елементах даху U_i вираховували за формулою

$$U_i = \frac{m.i}{s_{m,i}}. \quad (1.34)$$

Для прийняття потрібних нормативних (експлуатаційних) і розрахункових (граничних) значень параметрів по елементах даху, у яких врахована мінливість параметрів, визначили для двох рівнів забезпеченості 95 % та 99,97 % для яких відповідні статистичні параметри $s_{ser,i}$ та s_i визначали за формулами

$$s_{ser.i} = s_{m.i}(1 + 1.64 \times U_i) . \quad (1.35)$$

$$s_i = s_{m.i}(1 + 3 \times U_i) . \quad (1.36)$$

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f :

$$\gamma_{f.i} = s_i / s_{ser.i} \quad (1.37)$$

Наведені значення коефіцієнтів $\gamma_{f.i}$ в табл. 1.8

Для перевірних розрахунків за двома групами граничних станів [46] несучих елементів даху, які перебувають на ділянках даху, де відібрані взірці з шурфів, приймали визначені в табл. 1.8 нормативні (експлуатаційні) навантаження та розрахункові (граничні) навантаження з урахуванням фактичних значень коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f (табл. 1.8, внизу стовпчика "17").

На ділянках даху, де заміряли у 70 місцях повної товщини "h" теплоізоляційного килиму, нормативні (експлуатаційні) навантаження " G_n " та розрахункові (граничні) навантаження " G " з урахуванням фактичних значень коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f , потрібно визначати за формулами (1.38) та (1.39) через наведений коефіцієнт $K_{st} = G/h_i$ (табл. 1.8, стовпчик "17"):

– нормативні (експлуатаційні) навантаження

$$G_n = K_{st} \times h_i . \quad (1.38)$$

– розрахункові (граничні) навантаження з врахуванням фактичних значень коефіцієнтів надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,115$, який наведений внизу стовпчика "17" табл. 1.8.

$$G = G_n \times \gamma_f . \quad (1.39)$$

Визначені за формулою (1.38) нормативні (експлуатаційні) навантаження нанесені на план-схему даху (рис. 1.52).

Результати інструментальних вимірювань фактичних висот та густини матеріалів шарів даху порівнювали з проектними даними (табл. 1.9). Результати порівняння наведені в табл. 1.8.

Згідно з п. 5.3 [40] допускається визначати граничні значення навантажень від ваги конструкцій та засипок (залівань) за результатами контрольних зважувань не менше ніж п'яти зразків. Граничне розрахункове навантаження визначається як добуток середнього значення густини на коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,2$.

Порівняння значень граничних навантажень, визначених згідно з п. 5.3 [40], показало, що вони, у разі фіксованої товщини шарів даху, менші від фактичних у 1–1,38 раза тільки за рахунок мінливості густини матеріалів. Мінливість товщини шарів у [40] не враховується.

**Проектні навантаження від теплоізоляційних шарів даху пораховані
Згідно з СНиП II-A.II-62, яке відповідає табл. 22.3 [52]**

| Навантаження | Густина | Товщин а шару | Навантаження на м ² , т/м ² | | |
|--|---------|------------------|--|------------|----------------|
| | | | у разі коефіцієнта надійності за навантаженням | | |
| | | | $\gamma_f = 1$ | γ_f | $\gamma_f > 1$ |
| Гідроізоляція – три шари руберойду на бітумній мастиці, $\gamma \times \delta / 100 =$ | 0.800 | 1.50 | 0.012 | 1.2 | 0.014 |
| Цементно-піщана стяжка, $\gamma \times \delta / 100 =$ | 1.800 | 2.00 | 0.036 | 1.2 | 0.043 |
| Утеплювач, пінобетон, $\gamma \times \delta / 100 =$ | 0.500 | 10.00 | 0.050 | 1.2 | 0.060 |
| Пароізоляція | | | 0.005 | 1.2 | 0.006 |
| Сумарне навантаження: | | 13.50 | 0.098 | 1.2 | 0.124 |

Порівняння в табл. 1.8 статистичних експлуатаційних і граничних навантажень з проектними (табл. 1.9) показало, що фактичні сумарні навантаження від шарів даху більші за проектні відповідно у 1,35–3,81 та 1,22–3,11 рази.

Для перевірих розрахунків плит покриття прийняті постійні [41] експлуатаційні навантаження 1,33; 1,62; 3,7 кН/м² на характерних ділянках даху, див. табл. 1.8; відповідно до них визначені значення граничних постійних навантажень 1,5; 1,81; 4,14 кН/м², які одержані множенням експлуатаційних на приведений коефіцієнт надійності $\gamma_f = 1,12$, визначений у табл. 1.8.

Одержані значення сумарних постійних та снігових навантажень необхідні для виконання перевірих розрахунків з визначення фактичної несучої здатності і тріщиностійкості плит та інших несучих конструкцій покриття.

Як виявилось з результатів аналізу результатів обстежень суміщеного даху фабрики, до основних дефектів, які занижують фактичну несучу здатність покриття, необхідно зарахувати відхилення фактичної товщини і густини її теплоізоляційних шарів від проектних значень. Ці відхилення істотні не тільки від проектних, а й від середніх їх значень, як на окремих ділянках, так і по усій контрольованій поверхні конструкції даху, загалом.

Одержані дані показали недостатній контроль якості виконання робіт під час улаштування даху.

Контроль якості під час улаштування суміщеного даху повинен здійснюватись перед початком (вхідний контроль), у разі виконання (операційний контроль) робіт і остаточного їх приймання (приймальний контроль). Приймати роботи по кожному етапу контролю потрібно з оформленням актів на при-

ховані роботи. Номенклатура, вимоги до якісних показників, методи і зміст перевірок і обмірів у разі вхідного операційного і приймального контролів наведені в додатку 2 норм [44]. Прийняття даху оцінюється терміном “придатний до експлуатації”, тобто витримані всі вимоги, викладені в цих нормах.

Досягнення нормативної довговічності конструктивних елементів дахів можливе лише за умов правильно улаштованого даху. Одержані дані показали, що технічний стан даху оцінюється терміном “не придатний до нормальної експлуатації” і підлягає капітальному ремонту.

За необхідності можна запроектувати конструктивні заходи для забезпечення необхідної несучої здатності та фіксованого рівня тріщиностійкості залізобетонних плит покриття і, отже, ліквідувати недоліки з якості виконання будівельних робіт з улаштування даху за умови забезпечення нормальних параметрів його теплоізоляційного килиму, який зможе забезпечити нормальні теплотехнічні умови експлуатації конструкції даху і, відповідно, ізоляцію внутрішніх об’ємів виробничого корпусу від зовнішнього середовища. Якщо теплоізоляційний килим даху зможе забезпечити нормальні **теплотехнічні умови його експлуатації**, але конструкції покриття перенавантажені, у такому разі необхідно прийняти рішення з капітального ремонту даху або з підсилення його несучих конструкцій за техніко-економічним обґрунтуванням.

Оцінювання теплотехнічних умов експлуатації теплоізоляційного килиму даху. Під час обстеження оцінено умови експлуатації конструкцій даху.

Конструкція суміщеного даху – будівельні конструкції, необхідні для ізоляції внутрішніх об’ємів виробничого корпусу від зовнішнього середовища з врахуванням нормативних умов з міцності, теплоізоляції, гідроізоляції, пароізоляції тощо.

Згідно з табл. 1 [17] внутрішня температура виробничих приміщень повинна бути ≥ 15 °С.

Визначили теплоізоляційні властивості проектного та фактичного складу даху щодо старих (на час проектування) та чинних норм.

Для оцінювання проектних умов експлуатації конструкцій суміщеного даху використали дані, які наведені у табл. 1.10.

Таблиця 1.10

| Проектна конструкція даху | Густина, т/м ³ | Товщина шару, см |
|--|---------------------------|------------------|
| Гідроізоляція – три шари руберойду на бітумній мастиці | 0.800 | 1.50 |
| Цементно-піщана стяжка | 1.800 | 2.00 |
| Утеплювач, пінобетон | 0.500 | 10.00 |
| Пароізоляція | | |
| Поличка залізобетонної плити | 2.5 | 30 |

Для оцінювання фактичних умов експлуатації конструкцій суміщеного даху використали дані з табл. 1.8, які наведені у табл. 1.11, 1.12.

Таблиця 1.11

| Конструкція шарів даху за “максимальним” значенням їх товщини, табл. 1.8 | Густина, т/м ³ | Товщина шару, см |
|--|---------------------------|------------------|
| Гідроізоляція – шари руберойду без бітумної мастики | 0.86 | 3.00 |
| Цементно-піщана стяжка | 1.82 | 2.5 |
| Засипка (утеплювач) шлак | 1.02 | 8.0 |
| Пароізоляція | відсутня | |
| Полічка залізобетонної плити | 2.5 | 30 |

Таблиця 1.12

| Конструкція шарів даху за мінімальним значенням їх товщини, табл. 1.8 | Густина, т/м ³ | Товщина шару, см |
|---|---------------------------|------------------|
| Гідроізоляція – шари руберойду без бітумної мастики | 0.86 | 2.0 |
| Цементно-піщана стяжка | 1.82 | 1.0 |
| Засипка (утеплювач) шлак | 1.02 | 4.0 |
| Пароізоляція | відсутня | |
| Полічка залізобетонної плити | 2.5 | 30.0 |

За параметрами елементів даху визначені за методикою [63, с. 234], яка діяла на час проектування, теплоізоляційні властивості та температури на межі шарів даху:

- опір теплопередачі багатошарового пакета даху (проектне рішення) становить $R_o=1,236 \text{ м}^2/\text{К/Вт}$, що більше за допустиме значення $R=1,08 \text{ м}^2 \times \text{°C/Вт}$;
- опір теплопередачі багатошарового пакета даху (“максимальні” значення товщини утеплювача та інших елементів покрівлі) становить $R_o=1,048 \text{ м}^2/\text{К/Вт}$, що наближається до допустимого значення $R=1,08 \text{ м}^2 \times \text{°C/Вт}$;
- опір теплопередачі багатошарового пакета даху (“мінімальні” значення товщини утеплювача та інших елементів покрівлі) становить $R_o=0,701 \text{ м}^2/\text{К/Вт}$, що нижче від допустимого значення $R=1,08 \text{ м}^2 \times \text{°C/Вт}$;
- точка роси, температура, під час якої відносна вологість повітря підвищується до 100 %, дорівнює $\tau_p=6 \text{ °C}$. Ця температура не досягається на внутрішній поверхні залізобетонних плит покриття за “мінімальних” значень товщини сухого утеплювача та інших елементів даху і дорівнює $\tau_e=8,4 \text{ °C}$;
- розподіл температур по границях шарів покрівлі наведений на графіку (рис. 1.55), де нанесене значення τ_p .

За параметрами елементів даху визначені за відомою методикою [45] теплоізоляційні властивості та температури на межі шарів даху;

– значення теплової інерції “ D ” для “максимальних” і “мінімальних” значень товщини сухого утеплювача та інших елементів наявної покрівлі дещо перевищує $D=1,5$, що дає змогу прийняти допустиме значення опору теплопередачі $R=1,5 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$ для відомого багатошарового пакета даху;

– опір теплопередачі багатошарового пакета даху (проектне рішення) становить $R_o=1,013 \text{ м}^2/\text{К}/\text{Вт}$, що нижче від допустимого значення $R=2 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$ при $D<1,5$;

– опір теплопередачі багатошарового пакета даху (“максимальні” значення товщини наявного сухого утеплювача та інших елементів даху) становить $R_o=1,048 \text{ м}^2/\text{К}/\text{Вт}$, що наближається до допустимого значення $R=1,5 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$;

– опір теплопередачі багатошарового пакета даху (“мінімальні” значення товщини наявного сухого утеплювача та інших елементів даху) становить $R_o=0,701 \text{ м}^2/\text{К}/\text{Вт}$, що нижче допустимого значення $R=1,5 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$;

– точка роси, температура, за якої відносна вологість повітря підвищується до 100 %, дорівнює $\tau_p=6 \text{ °C}$. Ця температура досягається у поличках залізобетонних плит покриття та в межах утеплювального шару даху (сухому та вологому станах) за проектних та “мінімальних” значень товщини сухого утеплювача, $\tau_e=5.94 \text{ °C}$ (див. графіки на рис. 1.55, 1.56, 1.57);

– розподіл температур по границях шарів суміщеного даху наведений на графіках (рис. 1.55, 1.56).

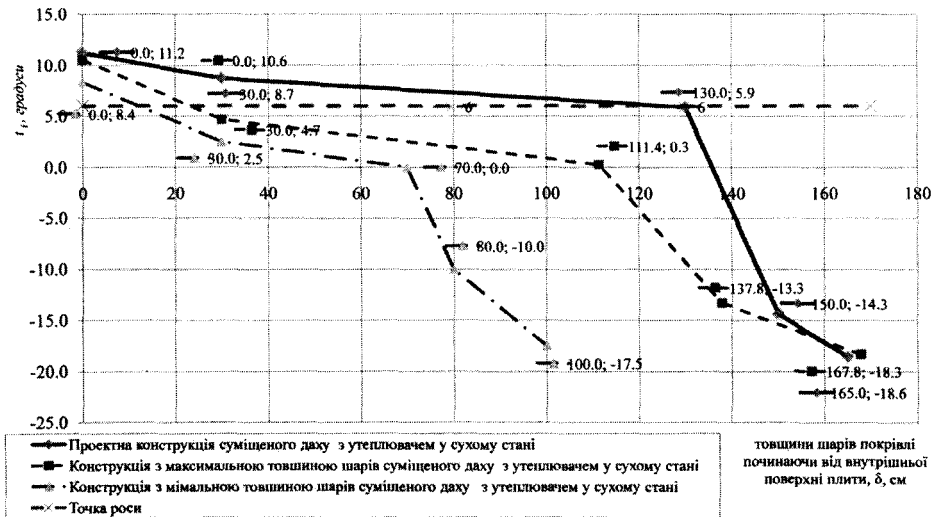


Рис. 1.55. Розподіл температур t_i по товщині суміщеного даху за температури внутрішнього повітря +15 °C та розрахункового зовнішнього повітря – 2 °C

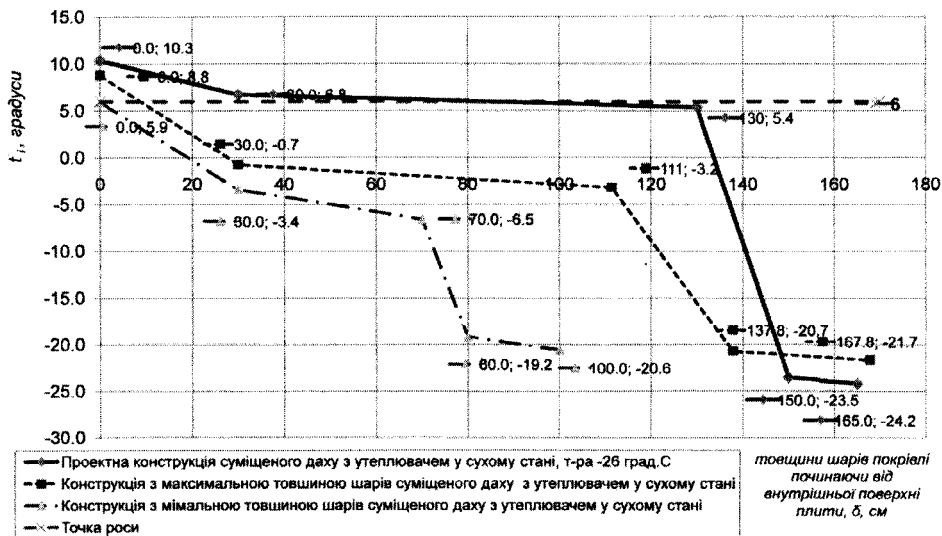


Рис. 1.56. Розподіл температур t_f по товщині суміщеного даху за температури внутрішнього повітря $+15$ °С та розрахункового зовнішнього повітря -24 °С та $+26$ °С

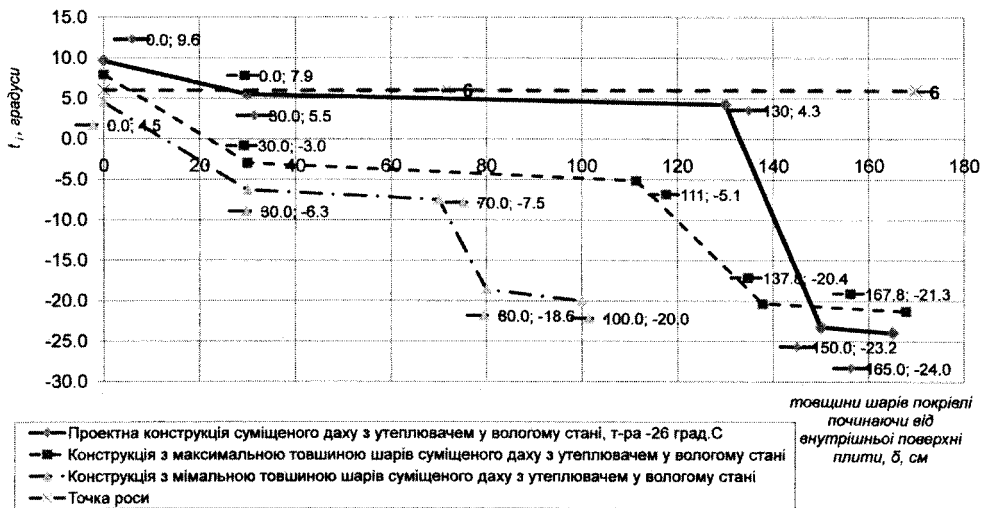


Рис. 1.57. Розподіл температур t_f по товщині суміщеного даху за температури внутрішнього повітря $+15$ °С та розрахункового зовнішнього повітря -24 °С та $+26$ °С

Під час обстеження технічного стану суміщеного даху був здійснений огляд внутрішньої (нижньої) поверхні несучих ребристих плит покриття та зафіксовані місця їх зволоження, що підтвердило виконані розрахунки.

Традиційно, виявлені місця зволоження нижньої поверхні полицок ребристих плит покриття відповідають ділянкам недостатнього теплозахисту даху.

Висновки. Під час остаточного аналізу несучої здатності плит покриття на сумарні навантаження від конструкції даху виявили необхідність заміни та зменшення постійних навантажень від теплоізоляційних шарів даху.

У зонах даху, де улаштовані мінімальні значення товщини сухого утеплювача, можлива конденсація вологи на внутрішніх поверхнях залізобетонних плит покриття ($\tau_p > \tau_e$).

Конденсація вологи на внутрішніх поверхнях залізобетонних плит покриття прискорює корозійні процеси у цих елементах покриття.

Зволоження утеплювача та інших шарів суміщеного даху знижує значення температур τ_e на внутрішніх поверхнях залізобетонних плит покриття ($\tau_p > \tau_e$)!

Для забезпечення нормальної роботи у приміщеннях виробничого корпусу необхідно, згідно з [45], прийняти ефективніший шар утеплювача суміщеного даху на ділянках, де улаштовані мінімальні товщини утеплювача.

Для зменшення постійних навантажень від конструкції теплоізоляційних шарів даху необхідно застосувати сучасні ефективніші типи утеплювача.

Наявна конструкція суміщеного даху над виробничим корпусом не забезпечує необхідні теплотехнічні умови експлуатації споруди згідно з чинними нормативними документами [45].

Точка роси, температура, за якої відносна вологість повітря підвищується до 100 %, дорівнює $\tau_p=6$ °С. Ця температура досягається у полицках залізобетонних плит покриття та в межах утеплювального шару суміщеного даху (у сухому та вологому станах) за проектних та мінімальних значень товщини утеплювача, $\tau_e=5,94$ °С (див. рис. 1.55, 1.56, 1.57).

Одержані результати обстежень необхідно використати під час розроблення проекту з підсилення плит покриття, що пов'язано з їх технічним станом на фактично діючими на них значними постійними та тимчасовими сніговими навантаженнями.

Для підтримання працездатності тепловодозахисту суміщеного даху експлуатаційні службу повинні постійно робити технічні огляди і планово-переджувальні ремонти.

Найхарактерніші види дефектів, що трапляються під час експлуатації суміщених дахів, та способи їх усунення наведені у додатках 2 і 3 до тому 3 [44].

Загальний стан якості суміщеного даху передусім необхідно оцінювати з погляду кількості вологи в товщі утеплювача. Основні показники впливу вологості теплоізоляційного шару на експлуатаційний стан суміщених дахів наведені в табл. 1 у тому 3 [44].

У комплексі планово-попереджувальних ремонтів даху у нашому випадку потрібно прийняти основних їх вид – капітальний. Капітальний ремонт полягає у відновленні працездатності окремих елементів (шарів) теплодозахисту даху за рахунок їх підсилення чи повної заміни. Капітальний ремонт суміщеного даху в зростаючому обсязі залежно від ступеня зруйнування повинен містити (локально або по всій поверхні):

- розрізування покрівельного килима, вирівнювальної стяжки і товщі утеплювача пазами завширшки 20 мм на карти розміром 6×12 м чи 12×12 м;

- влаштування ефективної системи осушувальної вентиляції теплоізоляційного шару; у разі прийняття рішення про ремонт необхідно користуватись “Інструкцією з проектування і влаштування систем осушення теплоізоляційних шарів суміщених дахів” (НДІ будівельного виробництва, м. Київ);

- повну заміну теплодозахисту з повною заміною покрівельного килима та частковим ремонтом або підсиленням несучих елементів покриття.

Неякісне виконання робіт під час улаштування шарів і матеріалів суміщеного даху з відхиленнями від проектного рішення упродовж експлуатації споруди призвело до зволоження теплоізоляційного шару і втратою ним теплозахисних властивостей; це своєю чергою проявилось у зволоженні бетону плит покриття, корозії робочої арматури поздовжніх і поперечних ребер плит та в утворенні поздовжніх до робочої арматури значних тріщиноутворень, що знизило несучу здатність плит.

За технічним станом на деяких ділянках покриття ребристі плити належать до стану III – непридатні для експлуатації. Плити перевантажені від постійного і снігового навантажень та мають дефекти, пошкодження, що свідчить про зниження їх несучої здатності. Необхідно на фіксованих ділянках покриття виконати: розвантаження плит покриття, використовуючи ефективніший утеплювач; ремонт і підсилення [46].

2.1. Оцінювання технічного стану залізобетонних силосів на заводі ВАТ “Миколаївцемент”

Дослідження якості виконання будівельно-монтажних робіт з врахуванням терміну експлуатації монолітних залізобетонних силосів, порівняно з проектним рішенням, дають можливість виявити вплив неврахованих факторів на експлуатаційну надійність залізобетонних тонкостінних просторових конструкцій. У роботі розглядаються: мінливість міцності бетону по всіх елементах конструкцій силосів; розподіл параметрів армування в залізобетонних тонкостінних просторових конструкціях стінок силосних банок восьми силосів (18–22, 26, 27, 28) з шістнадцяти силосів корпусу № 6 на заводі ВАТ “Миколаївцемент”, після 42-річної їхньої експлуатації. Внутрішній проектний діаметр стінок силосних банок 10 м, товщина стінок – 200 мм. Внутрішня висота силосної банки $H=25,91$ м, між відм. +5,40 м дна та відм. +30,91 м низу плити надсилосного перекриття (рис. 2.1). Проектна марка бетону силосів $M200$, віднесена до кубів $20\times 20\times 20$ см.

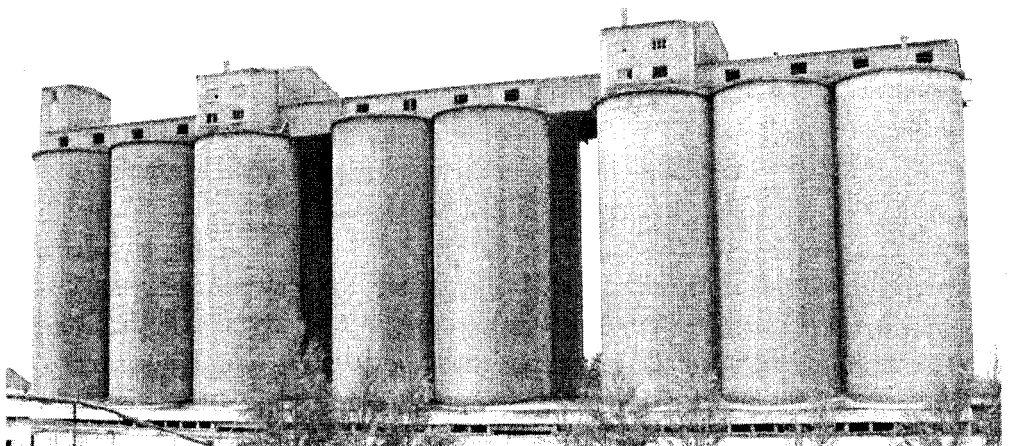


Рис. 2.1. Силосний корпус № 6

Інструментально дослідимо в натурних умовах технічні стани залізобетонних тонкостінних просторових конструкцій споруд на діючих підприємствах України і розробимо на їхній основі нові конструктивні рішення, що відповідають вимогам ефективності і експлуатаційної надійності стосовно їх експлуатації та проектування для нового будівництва.

Збір даних з мінливості міцнісних характеристик бетону в конструкціях монолітних залізобетонних силосів, армування стінок силосних банок зі статистичним обробленням одержаних даних, для оцінювання фактичного стану та несучої здатності конструкцій, а також для створення баз даних для розроблення рекомендацій з підвищення експлуатаційної придатності споруд такого типу.

Основним завданням є експериментальне дослідження в натурних умовах фактичного розподілу в основних несучих та огорожувальних елементах конструкцій силосів:

- армування, порівняно з проектними рішеннями;
- міцнісних характеристик бетону, порівняно з проектними рішеннями.

У межах обстеження залізобетонних монолітних несучих конструкцій восьми силосів, автори монографії у співпраці зі спеціалістами ЛПІ “Военпроект” виконали повне інструментальне дослідження всіх несучих залізобетонних конструкцій силосів: фундаментів у шурфах; колон підсилосної галереї; плит та балок днищ, стінок, плити надсилосного перекриття; за методиками [1, 6, 25, 29, 48, 80, 83, 88].

Наведено такі дані, визначені під час натурних досліджень:

– міцнісні характеристики бетону з їх статистичним обробленням (табл. 2.1) по всіх несучих конструкціях силосів механічним та ультразвуковим методами [1, 6, 25, 29, 61];

– параметри робочої горизонтальної (табл. 2.2) та вертикальної (табл. 2.3) арматури в стінках силосних банок: крок, діаметр, товщина захисного шару бетону по всіх несучих конструкціях силосів електромагнітним методом [48, 83];

– мінливість армування за статистичним обробленням фактичних кроків вертикальної та кільцевої арматури стінок силосів за методикою, наведеною в роботі.

Ультразвукові випробування бетону виконували приладом УК-14ПМ. Вимірювали параметри армування приладом ИЗС-10Н. На час дослідження, червень – серпень 2000 р., вимірювальні прилади мали свідоцтва УкрЦСМ з метрологічної перевірки. Механічні випробування бетону виконували неруйнуючим методом, пружинним автоматом А-2 “Хмельницькпромбуду”.

Під час інструментального натурального дослідження бетону всіх конструктивних елементів силосів механічними та ультразвуковими приладами, відповідно до ГОСТ [29] та ГОСТ [25], одержали фактичну міцність бетону “ $R_{15,i}$ ”

Таблиця 2.1

| № силосу або назва елемента конструкції | Назва конструктивного елемента | Кількість замірвань 2823 шт. | | R _{15,m} | U _f | R _{15,ser} [79] | B [79] | M ₁₅ [88] |
|---|--|------------------------------|-------|-------------------|----------------|--------------------------|--------|----------------------|
| | | шт. | Σ шт. | | | | | |
| Все перекриття на відм. +31 м, 12(б)×94(Л)м | Плити перекриття над силосами, відм. 31 м. Об'єм бетону на плиту - V=155 м ³ . h _{пл.} =137,5 мм | 190 | 190 | 19,96 | 0,202 | 13,35 | 12,5 | 150 |
| 18 | Стінки силосних банок, між відм. 5,4 – 30,91м. Об'єм бетону на стінку одної банки – V=163,4м ³ . b _{ст.} =200мм | 66 | 705 | 29,63 | 0,307 | 14,71 | 15 | 175 |
| 19 | | 68 | | 27,11 | 0,204 | 18,03 | 17,5 | 225 |
| 20 | | 107 | | 31,85 | 0,229 | 19,91 | 20 | 250 |
| 21 | | 87 | | 33,01 | 0,175 | 23,55 | 22,5 | 300 |
| 22 | | 126 | | 33,48 | 0,179 | 23,66 | 22,5 | 300 |
| 26 | | 70 | | 32,04 | 0,252 | 18,77 | 17,5 | 225 |
| 27 | | 94 | | 34,76 | 0,198 | 23,5 | 22,5 | 300 |
| 28 | | 87 | | 35,35 | 0,259 | 20,35 | 20 | 250 |
| 18 | Плити днищ силосів. Об'єм бетону на плиту - V=34,62 м ³ . h=400 мм. Ø=10500 мм. | 50 | 423 | 24,5 | 0,358 | 10,13 | 10 | 125 |
| 19 | | 47 | | 24,66 | 0,241 | 16,17 | 15 | 200 |
| 20 | | 62 | | 27,33 | 0,1865 | 18,97 | 17,5 | 225 |
| 21 | | 36 | | 23,24 | 0,29 | 12,48 | 12,5 | 150 |
| 22 | | 77 | | 22,46 | 0,317 | 10,78 | 10 | 125 |
| 26 | | 55 | | 22,39 | 0,217 | 14,92 | 15 | 200 |
| 27 | | 58 | | 24,12 | 0,1697 | 17,48 | 17,5 | 225 |
| 28 | | 38 | | 24,45 | 0,204 | 16,29 | 15 | 200 |
| 18 | Залізобетонні балки під плитами днищ силосів. Об'єм бетону на балки плити днища силосу – V=м ³ . h×b=800×600 мм | 114 | 717 | 18,51 | 0,228 | 11,58 | 10 | 125 |
| 19 | | 77 | | 19,26 | 0,1912 | 13,23 | 12,5 | 175 |
| 20 | | 115 | | 21,65 | 0,211 | 14,17 | 15 | 175 |
| 21 | | 66 | | 19,60 | 0,212 | 12,75 | 12,5 | 150 |
| 22 | | 124 | | 20,13 | 0,282 | 10,82 | 10 | 125 |
| 26 | | 85 | | 19,37 | 0,201 | 12,99 | 12,5 | 150 |
| 27 | | 88 | | 23,94 | 0,149 | 18,09 | 17,5 | 225 |
| 28 | | 48 | | 25,40 | 0,181 | 17,87 | 17,5 | 225 |
| Всі колони | Колони підсилосної галереї. Об'єм бетону на колони – V=м ³ | 722 | 722 | 24,64 | 0,1999 | 16,56 | 15 | 200 |
| Фундамент | Фундаментні плити в осях 12/28-В/І | 66 | 66 | 28,87 | 0,088 | 25,95 | 25 | 325 |

віднесена до кубів $15 \times 15 \times 15$ см. Одержали дані “ $R_{15,i}$ ” використані для визначення середно кубкової міцності бетону “ $R_{15,m}$ ”, а після статистичного опрацювання цих даних згідно з ГОСТ 18105-86 та ГОСТ [88], визначили фактичний клас “В” [79] та марку “М” [88] бетону. Міцнісні характеристики бетону “ $R_{15,m}$ ”, “В”, “М” та коефіцієнти варіації бетону “ U_f ”, по окремих конструктивних елементах силосів, наведені в табл. 2.1.

Проектні параметри дворядного армування стінок силосних банок такі:

– між відм. +5,40–7,5 м, з контуру плит днищ силосів, у межах їх стінок випущені два ряди вертикальної робочої арматури $\varnothing 14A-II$ з кроком 350 мм, яка накладається на відм. +7,0м на вертикальну арматуру $\varnothing 10A-I$ зі збереженням її кроку 350 мм до відм. 31 м;

– між відм. +5,00–15,00 м – горизонтальна арматура $\varnothing 14A-II$ встановлена з кроком 90 мм;

– між відм. +15,00–20,00 м – горизонтальна арматура $\varnothing 14A-II$ встановлена з кроком 110 мм;

– між відм. +20,00–25,00 м – горизонтальна арматура $\varnothing 14A-II$ встановлена з кроком 140 мм.

– між відм. +25,00–31,00 м – горизонтальна арматура $\varnothing 12A-II$ встановлена з внутрішнім кроком 400 мм та зовнішнім 200 мм.

– проектна товщина захисного шару бетону для горизонтальної арматури – 20 мм;

Дослідження фактичних параметрів армування конструктивних елементів силосів: кроків арматури, товщин захисного шару бетону, замірювань діаметрів робочої та конструктивної арматури, виконували з застосуванням електромагнітного методу [48]. Цей метод використовується під час приймання, інспекції, контролю якості залізобетонних конструкцій, а також перевіряння якості конструкцій під час експлуатації. Класи вертикальної А-I та горизонтальної А-II арматури силосних банок та інших конструктивних елементів силосів визначили розкриттям арматури на окремих їх ділянках. Кроки горизонтальної дворядної арматури стінок восьми силосних банок заміряні на вертикальних ділянках з середніми відмітками: 6,3 м, 10 м, 18 м, 25 м, 29 м (табл. 2.2). Висота ділянок замірювань дорівнювала 14–18 крокам арматурних стержнів. Дослідні дані кроків горизонтальної дворядної арматури $\varnothing 14A-II$ та їхнє статистичне опрацювання (табл. 2.2) показали, що на ділянках замірювань вертикальна арматура стінок силосних банок має значну мінливість. Кількість фактично встановлених стержнів горизонтальної робочої арматури в стінках силосів не відповідає проектній кількості у разі значної мінливості її кроків на фіксованих проектних ділянках по висоті стін.

Кроки вертикальної дворядної арматури стінок силосних банок заміряні на ділянках на відмітках: 6,3 м, 10 м, 18 м, 25 м, 29 м у восьми силосах (табл. 2.3). Ширина ділянок дорівнювала 5–16 крокам арматурних стержнів. Дослідні

дані кроків вертикальної дворядної арматури Ø10А-I та їхнє статистичне опрацювання (табл. 2.3) показали, що на ділянках замірювань вертикальна арматура стінок силосних банок має значну мінливість по периметру стінок. Кількість фактично встановлених стержнів вертикальної робочої арматури в стінках силосів практично відповідає проектній кількості, але вони нерівномірно розташовані по периметру стін. Статистично опрацьовували фактичні кроки стержнів вертикальної та горизонтальної арматури силосних банок за такими формулами:

$$s_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n s_i; \quad (2.1) \quad \sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (s_i - s_m)^2}; \quad (2.2)$$

$$U_f = \frac{\sigma}{s_m}; \quad (2.3) \quad s_{ser} = s_m(1 + 1,64 \times U_f); \quad (2.4)$$

де n – кількість замірювань кроків арматури на ділянці; s_i – i -те замірвання кроку арматури; s_m – середнє значення кроку на ділянці; σ – середнє квадратичнє відхилення; U_f – коефіцієнт варіації; s_{ser} – значення кроку, яке відповідає забезпеченню 95 %.

Таблиця 2.2

| № силосу (к-ть замірювань) | Дослідні та статистичні значення кроків кільцевої горизонтальної арматури в силосних банках | | Відмітка середньої точки ділянки замірювань, м | | | | |
|----------------------------|---|------------------|--|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | | | 6,3 | 10 | 18 | 25 | 29 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Всі силоси | Проектний крок, мм | S | 90 | 90 | 110 | 140 | 200 |
| 18 | Середнє значення, мм | S_m | 86,67 | 97,78 | 105 | 142,5 | 191,4 |
| | Відхилення від проектного, мм | $\pm \Delta S_f$ | -20 ÷ +10 | -20 ÷ +40 | -31 ÷ +14 | -30 ÷ +30 | -40 ÷ +10 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 13,6 | 17,7 | 11,3 | 12,7 | 8,8 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 105,9 | 126,2 | 124,5 | 172,3 | 218,9 |
| | 95 % > проектного на, % | S_{ser}/S | 17,7 | 40 | 13,2 | 23 | 10 |
| 19 | Середнє значення, мм | S_m | 135 | 97,14 | 108,6 | 125,8 | 205,7 |
| | Відхилення від проектного, мм | $\pm \Delta S_f$ | 0 ÷ +90 | -20 ÷ +40 | -20 ÷ +30 | -50 ÷ +10 | -30 ÷ +30 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 17,4 | 19,1 | 11,9 | 13,3 | 11,2 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 173,5 | 127,6 | 129,8 | 153,3 | 243,4 |
| | 95 % > проектного на, % | S_{ser}/S | 92,7 | 41,8 | 18 | 9,5 | 21,7 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----|-------------------------------|-----------------|--------------|---------------|--------------|--------------|--------------|
| 20 | Середнє значення, мм | S_m | 92,86 | 97,14 | 106,4 | 128,3 | 188,6 |
| | Відхилення від проектного, мм | $\pm\Delta S_f$ | -10 ÷ +30 | -20 ÷ +40 | -20 ÷ +10 | -40 ÷ +0 | -30 ÷ +20 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 10,7 | 19,1 | 10,8 | 9,3 | 8,9 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 109,2 | 127,8 | 125,3 | 147,9 | 216,1 |
| | 95 % > проектного на, % | S_{ser}/S | 21,3 | 42 | 13,9 | 5,6 | 8 |
| 21 | Середнє значення, мм | S_m | 91,43 | 110 | 106,4 | 126,7 | 188,8 |
| | Відхилення від проектного, мм | $\pm\Delta S_f$ | -10 ÷ +20 | -10 ÷ +70 | -20 ÷ +10 | -40 ÷ +0 | -40 ÷ +10 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 9,5 | 21,6 | 10,8 | 9,1 | 10,8 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 105,6 | 149 | 125,3 | 145,6 | 222 |
| | 95 % > проектного на, % | S_{ser}/S | 17,3 | 65 | 13,9 | 4 | 10 |
| 22 | Середнє значення, мм | S_m | 90 | 108,3 | 107,1 | 140 | 188,6 |
| | Відхилення від проектного, мм | $\pm\Delta S_f$ | -10 ÷ +20 | -20 ÷ +40 | -20 ÷ +10 | -30 ÷ +20 | -20 ÷ +10 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 8,7 | 20,1 | 10 | 11,4 | 8,3 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 102,9 | 144 | 124,7 | 166,2 | 214,4 |
| | 95 % > проектного на, % | S_{ser}/S | 14,3 | 60 | 13,4 | 18,7 | 7,2 |
| 26 | Середнє значення, мм | S_m | 95,71 | 115,7 | 108,6 | 139,2 | 201,4 |
| | Відхилення від проектного, мм | $\pm\Delta S_f$ | -10 ÷ +20 | -10 ÷ +70 | -20 ÷ +20 | -30 ÷ +20 | -20 ÷ +20 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 9,8 | 24,6 | 10,8 | 9,9 | 7,3 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 111,1 | 162,4 | 127,7 | 161,8 | 225,4 |
| | 95 % > проектного на, % | S_{ser}/S | 23 | 80 | 16 | 15,6 | 10 |
| 27 | Середнє значення, мм | S_m | 95,71 | 110,6 | 122,1 | 153,3 | 217,1 |
| | Відхилення від проектного, мм | $\pm\Delta S_f$ | -10 ÷ +20 | -0 ÷ +60 | -10 ÷ +30 | -0 ÷ +30 | -10 ÷ +40 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 9,8 | 16,4 | 10,2 | 9,8 | 8,3 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 111,1 | 140,4 | 142,7 | 177,9 | 246,7 |
| | 95 % > проектного на, % | S_{ser}/S | 23,4 | 55 | 30 | 27 | 23,35 |
| 28 | Середнє значення, мм | S_m | 96,43 | 135 | 122,1 | 133,3 | 207,1 |
| | Відхилення від проектного, мм | $\pm\Delta S_f$ | -20 ÷ +30 | -10 ÷ +100 | -10 ÷ +30 | -20 ÷ +30 | -20 ÷ +30 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 14,4 | 24,8 | 10,2 | 9,8 | 8,7 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 119,3 | 189,9 | 142,7 | 177,9 | 236,7 |
| | 95 % > проектного на, % | S_{ser}/S | 32 | 111 | 35,5 | 27 | 18,35 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|--|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
| Допустимі відхилення [6] $S \pm 10(\Delta S)$, мм | $S \pm \Delta S$ | 90±10 | 90±10 | 110±10 | 140±10 | 200±10 | |
| Середнє значення $S_m = \Sigma(S \pm 10)/n$, мм | S_m | 90 | 90 | 110 | 140 | 200 | |
| Фактично на ділянці в 1 м кроків "n", шт. | n | 11,11 | 11,11 | 9,09 | 7,14 | 5 | |
| Допустимий " U_{fu} " на ширині в 1 м, % | U_{fu} | 11,65 | 11,65 | 9,64 | 7,7 | 5,59 | |
| 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 107,19 | 107,19 | 127,38 | 157,69 | 218,34 | |
| При 95 %, враховуємо " n_{II} " кроків, шт. | n_{II} | 9,33 | 9,33 | 7,85 | 6,34 | 4,58 | |
| Коеф. надійності по кроку арматури " γ_n " | γ_n | 0,88 | 0,88 | 0,9 | 0,91 | 0,93 | |
| При 99,99 %, забезпеченні " S_I ", мм | S_I | 121,45 | 121,45 | 141,8 | 172,35 | 233,54 | |
| При 99,99 %, враховуємо " n_I " кроків, шт. | n_I | 8,23 | 8,23 | 7,05 | 5,8 | 4,28 | |

Таблиця 2.3

| № силосу | Дослідні та статистичні значення кроків вертикальної арматури | | 6,3 | 10 | 18 | 25 | 29 |
|-------------------|---|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | м | м | м | м | м |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Всі силосні банки | Проектне значення кроку на ділянці, мм | S | 350 | 350 | 350 | 350 | 350 |
| | Середнє значення, мм | S_m | 314,3 | 223,1 | 324,6 | 318 | 334 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 10,2 | 18,6 | 8,8 | 8,4 | 13,2 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 366,9 | 291,1 | 371,4 | 362 | 406 |
| 18 | > проектного на, % | S_{ser}/S | 4,8 | 30,5 | 14,42 | 13,84 | 21,56 |
| | Середнє значення, мм | S_m | 314,3 | 164,3 | 330 | 330 | 320 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 10,2 | 31,9 | 9,3 | 8,8 | 11,3 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 366,9 | 250,3 | 380,5 | 377,8 | 379,1 |
| 19 | > проектного на, % | S_{ser}/S | 16,7 | 52,34 | 15,3 | 14,48 | 18,46 |
| | Середнє значення, мм | S_m | 314,3 | 185,7 | 334 | 332 | 322 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 9,7 | 15,7 | 10,1 | 8,9 | 9,7 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 364,3 | 233,3 | 389,1 | 369 | 373,1 |
| 20 | > проектного на, % | S_{ser}/S | 15,9 | 25,63 | 16,5 | 11,14 | 15,87 |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----|-------------------------|-------------|-------|-------|--------|-------|-------|
| 21 | Середнє значення, мм | S_m | 305,7 | 184 | 334 | 322 | 328 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 11,1 | 20,2 | 10,1 | 8,9 | 8,3 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 361,6 | 245 | 389,1 | 369 | 370 |
| | > проєктного на, % | S_{ser}/S | 18,29 | 33,2 | 16,5 | 14,6 | 12,8 |
| 22 | Середнє значення, мм | S_m | 275,7 | 177 | 304 | 290 | 298 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 8,6 | 14,8 | 8,8 | 11,2 | 8,4 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 314,6 | 219,4 | 346,8 | 343,1 | 338,8 |
| | > проєктного на, % | S_{ser}/S | 14,1 | 23,95 | 14,08 | 18,31 | 13,7 |
| 26 | Середнє значення, мм | S_m | 310 | 219 | 314 | 320 | 300 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 14,4 | 19,8 | 7,3 | 9,1 | 9,1 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 383,3 | 290 | 351,8 | 367,8 | 344 |
| | > проєктного на, % | S_{ser}/S | 23,65 | 32,42 | 12,04 | 14,5 | 14,67 |
| 27 | Середнє значення, мм | S_m | 304 | 221 | 338 | 322 | 346 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 10,9 | 25,5 | 8,2 | 7,7 | 10,9 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 358,6 | 313,3 | 383,5 | 362,8 | 408 |
| | > проєктного на, % | S_{ser}/S | 17,96 | 41,76 | 13,46, | 12,67 | 17,92 |
| 28 | Середнє значення, мм | S_m | 338,6 | 214 | 326 | 326 | 346 |
| | Коефіцієнт варіації, мм | U_f | 12,8 | 28,5 | 8 | 8,6 | 10,9 |
| | 95 % забезпечення, мм | S_{ser} | 409,7 | 314,6 | 368,8 | 371,8 | 408 |
| | > проєктного на, % | S_{ser}/S | 21 | 47,01 | 13,13 | 14,05 | 17,92 |

Заміряна товщина захисних шарів бетону на горизонтальній робочій арматурі стінок коливається від 10 до 40 мм, за проєктного значення – 20 мм. В окремих місцях, де захисний шар бетону становив 10 мм, виявлено відшарування захисного шару бетону та оголення арматури. На окремих ділянках зафіксовано корозію оголеної арматури до 5 %.

Дослідні результати вимірювань фактичних площ горизонтальної кільцевої дворядної арматури та проєктні значення площ горизонтальної арматури по висоті стін восьми силосних банок наведені на графіку (рис. 2.2). Порівнюючи площі арматури на графіку, фіксують невідповідність армування силосів.

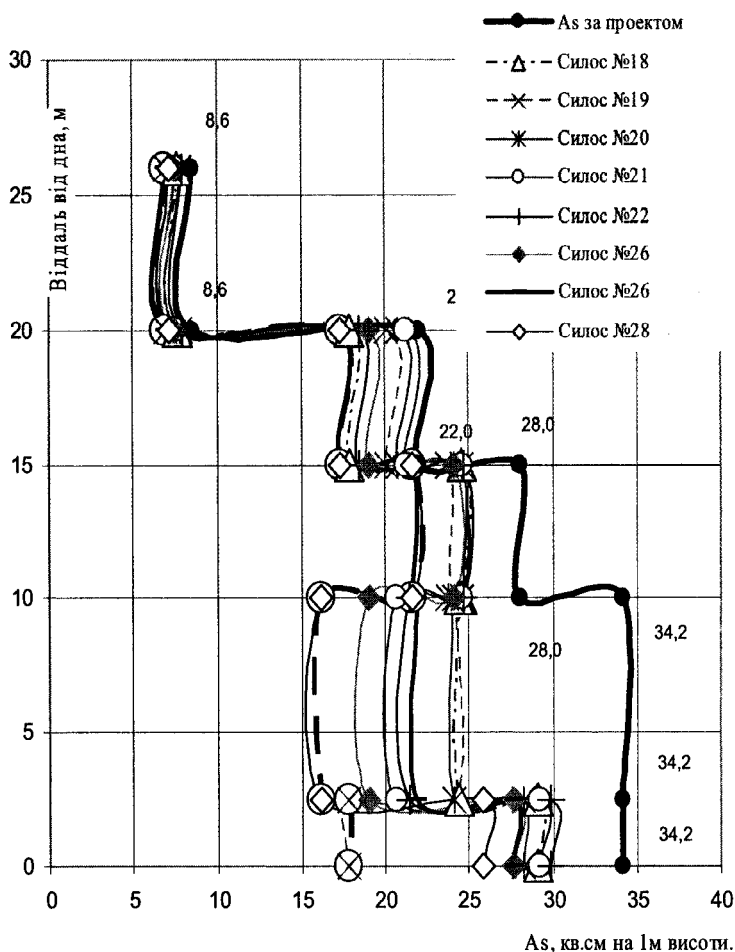


Рис. 2.2. Порівняння сумарних фактичних статистичних та проектних площ горизонтальної арматури в стінках силосів №: 18, 19, 20, 21, 22, 26, 27, 28

Висновки. Аналіз даних натурних інструментальних досліджень монолітних залізобетонних конструкцій силосів виявив таке:

Під час проектування, будівництва та реконструкції силосних споруд потрібно враховувати усі наведені в роботі фактори, які можуть негативно впливати на зниження експлуатаційної придатності силосних банок та інших елементів їх конструкцій.

Середня міцність " $R_{15,m}$ ", бетону в конструктивних елементах силосів, віднесена до кубів $15 \times 15 \times 15$ см, перебуває в межах $185,1-288,7$ кг/см², клас бетону – B10–B25, за проектної середньої міцності $R_{15,m} = 200 \times 1,05 = 210$ кг/см² [88] (B15 [80]), тобто, у деяких випадках проектні міцнісні характеристики

бетону не забезпечені, нижчі від проектних (табл. 2.1). Мінливість міцності бетону по окремих конструкціях свідчить про недостатню якість його виготовлення, а також про зміну міцнісних властивостей залежно від умов експлуатації. Так, міцність бетону фундаменту, який 42 роки перебував у зволжених ґрунтах, вища за проектну міцність бетону, порівняно з надземними конструкціями, де бетон перебував в сухих умовах експлуатації, за температури повітря в силосах 96,7 °С [DIN 1055 Teil 6 (Мај 1987)].

Фактичні коефіцієнти варіації бетону “ U_f ” коливаються від 9 % (для високих класів бетону) до 35,8 % (для нижчих класів бетону), останні значення “ U_f ” більші за нормативні значення $U=13,5$ % згідно з СНиП 2.03.01-84* [79], що вказує на низьку якість контролю усіх технологічних циклів виготовлення та укладання бетону.

Довговічність залізобетонних монолітних конструкцій силосів залежить не тільки від заданої за проектом марки (класу) бетону, а і від якості його виготовлення та укладання. Незадовільний стан конструкцій, який потребує виконання ремонтних робіт та підсилення конструкцій, може настати і у разі збереження середньої міцності бетону силосних банок та інших конструктивних елементів силосів. Руйнування бетону силосів може відбуватися у тих місцях, де фактична статистична його міцність (клас бетону) недостатня для того, щоб протистояти одночасним діям статичних, динамічних навантажень та температурним впливам. Необхідно враховувати мінливість та характер армування конструкцій.

Як виявили натурні дослідження, горизонтальне армування стінок силосів виконано з відхиленнями від проектного рішення, зі зниженням площі арматури. Виявлено, що кроки вертикальної та горизонтальної арматур силосних банок мають значну мінливість. За такими даними, оцінити у якому стані перебувають конструкції, згідно з класифікацією за методикою [61], тільки за результатами дослідження, неможливо. Для виявлення фактичного стану конструкцій та розроблення рекомендацій для нормальної їх експлуатації, необхідно виконати перевіріні розрахунки зазначених конструктивних елементів за двома групами граничних станів за методикою [80].

Одержані дослідні дані міцнісних характеристик бетону та параметрів армування стінок силосних банок та їхнє статистичне опрацювання по окремих конструктивних елементах силосів дає можливість оцінити їхню мінливість і достовірніше виконати перевіріні розрахунки та визначити їхню фактичну несучу здатність та тріщиностійкість, а за необхідності, запроектувати конструктивні заходи для забезпечення несучої здатності та необхідного рівня тріщиностійкості конструктивних елементів силосів на технологічні навантаження, температурні впливи від гарячого цементу і тим ліквідувати недоліки з якості виконання будівельних робіт на таких спорудах.

Такий показник, як середнє значення міцності бетону, не фігурує в чинних нормах [79], а фігурує статистична величина – клас бетону, яка враховує нормовану його мінливість. До того ж у них не враховується мінливість фактичного армування монолітних залізобетонних тонкостінних оболонок, яке виконане з порушенням допусків [83].

Одержані матеріали призначені для реконструкції силосів корпусу № 6, яка пов'язана зі зміною технології завантаження та розвантаження гарячого цементу з силосів.

Під час натурального дослідження можна вирішити важливу проблему – оцінити безпеку конкретної споруди. Аналіз бази факторів, що призводять до зниження експлуатаційної придатності споруди, загалом, або окремих її конструктивних елементів, зокрема, дає можливість одержати критерії необхідності підсилення оболонок та інших конструктивних елементів силосів, дає змогу обґрунтувати оптимальні методи з їх підсилення під час експлуатації, реконструкції під нові технології та надає інформацію інженерам-проектувальникам щоб її врахувати під час проектування нових споруд такого типу. Тому натурні дослідження споруд, до складу яких входять залізобетонні тонкостінні просторові конструкції, потрібно продовжувати.

2.2. Варіант реконструкції днищ силосів під великі зосереджені навантаження

У найближчій перспективі основними напрямками структурної реорганізації промислового будівництва є розширення та реконструкція наявних промислових об'єктів, зокрема і силосних складів цементу, під час нові технології. Забезпечення надійності наявних будівельних об'єктів під час їх реконструкції та технологічного переоснащення вимагає об'єктивного оцінювання їх технічного стану та розроблення нових способів армування. Один з варіантів армування набетонок днищ силосів під нові технологічні навантаження був застосований під час реконструкції силосного корпусу на ВАТ “Миколаївцемент” у м. Миколаїв, Львівської області.

Силосний корпус № 6 на ВАТ “Миколаївцемент” являє собою інженерну ємкісну споруду, призначену для приймання, зберігання та відвантаження цементу у залізничний або автомобільний транспорт. Силосний корпус прийнятий в експлуатацію у 1960 р. і складається з 16-круглих залізобетонних монолітних банок з внутрішнім діаметром 10,0 м, висотою 26,0 м (від верху конструкції плити днища силосу – відмітка +5,00 м, до відмітки +31,00 м – підлоги надсилосної галереї).

У зв'язку з реконструкцією технологічного обладнання для примусового витоку цементу з силосів під час його розвантаження за технологією розробленою французькою фірмою “Lafarge”, виникла проблема передавання великих зосереджених навантажень на плиту днища силосу на відм. +5,00 м від опор розподільчого металевго конуса для цементу (рис. 2.3).

Залізобетонна монолітна набетонка запроєктована на навантаження, яке запропонували технологи французької фірми “Lafarge” у seite 3.23 “Structural Analysis”: рівномірно-розподілені навантаження $p=232$ кПа по зовнішньому, пристінному кільцю силосів шириною 2,25 м; шість зосереджених вертикальних навантажень $F_v=897,4$ кН та горизонтальних навантажень $F_h=224$ кН від опор розподільчого конусу.

Конструктивне вирішення днища силосу – це звичайне ребристе залізобетонне перекриття: плита товщиною 400 мм, з якої на висоту 400 мм виступають балки шириною 600 мм.

Днище має п'ять випускних отворів, з яких: центральний пробивається під час реконструкції і стає основним для випуску цементу, чотири наявних отвори зберігаються і в новій армованій на бетонці для пропуску повітропроводів для спушування цементу.

Обмірні роботи, інструментальні дослідження [61] та проект реконструкції днищ цементних силосів під нову технологію виконували автори роботи разом зі спеціалістами НПФ “Реконстрпроект”.

Під час виконання досліджень елементів будівельних конструкцій восьми силосів визначили клас бетону (B) залізобетонних монолітних плит та балок днищ (табл. 2.4). Результати досліджень бетону оболонки силосів наведені в табл. 2.4: $R_{15,m}$ – середня міцність бетону віднесена до кубів з розмірами $15 \times 15 \times 15$ мм; U_f – коефіцієнт варіації; $R_{15,ser}$ – міцність у разі 95 % забезпечення.

Зі статистичного аналізу 1140 замірювань міцності бетону днища силосу, наведених в табл. 2.4, видно, що мінімальний клас бетону конструктивних елементів днища силосу В10 за загального $U_f=30,5$ %, статистична міцність бетону $R_{15,ser}=10,98$ МПа доволі низька.

Як бачимо, міцність бетону днища має значну мінливість ($U_f = 14,9-35,8$ %) по ділянках зондування, що свідчить про задовільний контроль якості монолітного бетону у разі улаштування розглянутих елементів залізобетонних конструкцій.

Одержані коефіцієнти варіацій перевищують нормативне значення $U=13,5$ % за [80]. За такої міцності бетону, плита днища не сприймає зазначених великих зосереджених навантажень від чотирьох з шести опор металевго конуса, дві опори конуса попадають на несучі колони силосу. Піраміда продавлювання бетону днища має тільки три грані, четверта грань попадає в наявні випускні отвори.

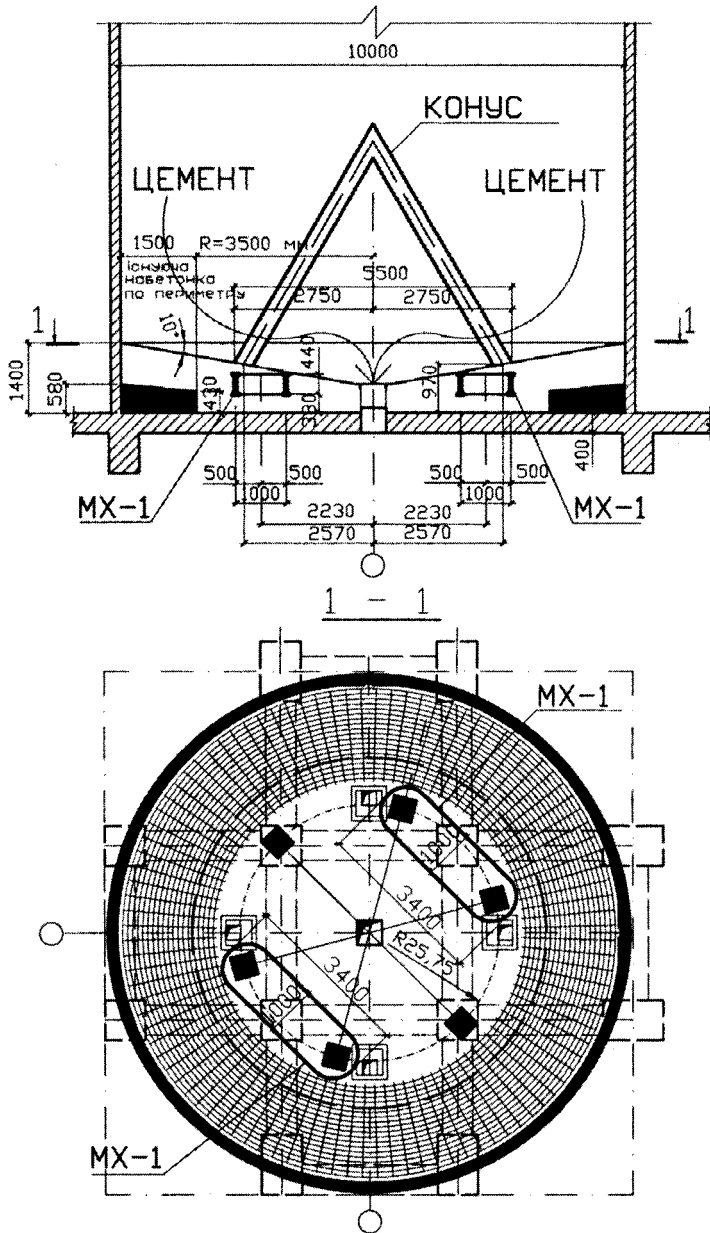


Рис. 2.3. Схема розташування розподільчого металевого конуса для цементу, його опор, арматурних елементів MX-1 та кільцевих арматурних сіток у набетонці дна силосу

Таблиця 2.4

Міцнісні характеристики бетону конструкцій силосів

| № силосу | Назва конструктивного елемента днища | Кількість замірювань, шт. | | $R_{15,ms}$ МПа | U_f | $R_{15,ser}$ МПа | Клас бетону В |
|--|---|---------------------------|----------|--------------------|-------|---------------------|---------------|
| | | на силос | Σ | | | | |
| 18 | Залізобетонні плити днищ силосів. Об'єм бетону на плиту – $V=34,62 \text{ м}^3$. $h=400\text{мм}$. Зовнішній $\varnothing=10,5 \text{ м}$. | 50 | 423 | 24,50 | 0,358 | 10,13 | 10,0 |
| 19 | | 47 | | 24,66 | 0,241 | 16,17 | 15,0 |
| 20 | | 62 | | 27,33 | 0,186 | 18,97 | 17,5 |
| 21 | | 36 | | 23,24 | 0,290 | 12,48 | 12,5 |
| 22 | | 77 | | 22,46 | 0,317 | 10,78 | 10,0 |
| 26 | | 55 | | 22,39 | 0,217 | 14,92 | 15,0 |
| 27 | | 58 | | 24,12 | 0,169 | 17,48 | 17,5 |
| 28 | | 38 | | 24,45 | 0,204 | 16,29 | 15,0 |
| 18 | Залізобетонні балки під плитами днищ силосів. $h \times b = 800 \times 600 \text{ мм}$ (h включає товщину плити днища). | 114 | 717 | 18,51 | 0,228 | 11,58 | 10,0 |
| 19 | | 77 | | 19,26 | 0,191 | 13,23 | 12,5 |
| 20 | | 115 | | 21,65 | 0,211 | 14,17 | 15,0 |
| 21 | | 66 | | 19,60 | 0,212 | 12,75 | 12,5 |
| 22 | | 124 | | 20,13 | 0,282 | 10,82 | 10,0 |
| 26 | | 85 | | 19,37 | 0,201 | 12,99 | 12,5 |
| 27 | | 88 | | 23,94 | 0,149 | 18,09 | 17,5 |
| 28 | | 48 | | 25,40 | 0,181 | 17,87 | 17,5 |
| Загальне статистичне опрацювання даних | | 1140 | 1140 | 21,97 | 0,305 | 10,98 | 10,0 |

Застосування традиційного армування стержневою арматурою неможливе через відсутність зони анкерування через технологічні отвори біля ділянок прикладання зосереджених навантажень (рис. 2.3).

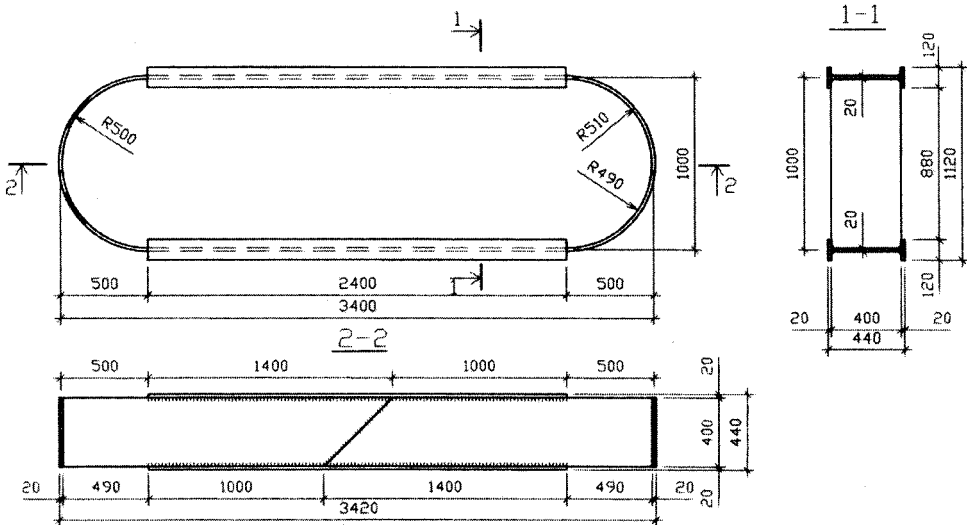


Рис. 2.4. Робоче креслення металевого хомути МХ-1

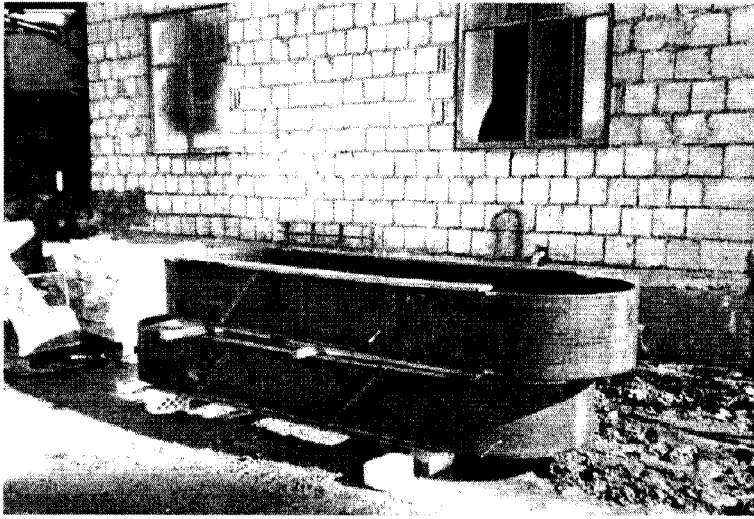


Рис. 2.5. Виконані металеві хомути МХ-1

Для виконання цього конструктивного завдання автори розробили новий спосіб армування набетонки під великі зосереджені навантаження. Він полягає у застосуванні для армування металевих хомути МХ-1 (рис. 2.4, 2.5) консольного типу, кільцевої металеві стрічки, яка сприймає, розтягуючи та згинаючи зусилля, і одночасно забезпечує надійне анкерування поза ділянками прикладання зосереджених навантажень. Прямолінійні ділянки хомути МХ-1 мають двотавровий переріз для підвищення його жорсткості та для формування опорної площі проти зминання бетону набетонки під металевією стрічкою.

Під час демонтажу старої набетонки дозволено залишити від неї кільце шириною 1,5 м, яке дотикається до внутрішньої стінки силосу (рис. 2.3). Наближений об'єм старої набетонки, яку залишили в силосі, $V=11 \text{ м}^3$.

Об'єм бетону на нову набетонку в одному силосі $V=59 \text{ м}^3$, у восьми силосах $\Sigma V=472 \text{ м}^3$. Корисне навантаження на набетонку передавали тільки після того, як бетон досягнув не менше ніж 75 % проектної міцності. Щити опалубки знімали за досягнення бетону не менше ніж 50 % проектної міцності.

Роботи з улаштування монолітної набетонки виконували відповідно до [83]. Арматурні роботи виконували відповідно до [83]. Армування монолітної набетонки виконували сітками з окремих стержнів, зварними каркасами та металевими хомути МХ-1 (для сприйняття великих зосереджених навантажень). Арматурні сітки збирали по місцю з окремих стержнів за допомогою контактного точкового зварювання. Усі місця перетинів повздовжніх та поперечних стержнів з'єднані. Особливу увагу під час з'єднання приділяли з'єднанню перетинів стержнів у двох крайніх рядах по периметру сітки. У разі виконання стержнів з частин на повну проектну довжину їх стикували зва-

рюванням з довжиною зварного шва не менше ніж 100 мм з двох сторін арматури. Виконуючи арматурні стержні сіток з частин, без зварювання, стержні стикували з довжиною перепуску не менше ніж $40 \times d$ і об'єднували в'язальним дротом.

Стики в сітці з окремих стержнів зміщували не менше ніж на 600 мм. Перед бетонуванням перевіряли місця розташування арматурних виробів, закладних деталей, технологічних отворів, кільцевих та радіальних рівчачків, надійно зафіксували їх від зміщення під час укладання та вібрування бетону. Набетонку бетонували за один період часу, без тривалих перерв укладання бетонної суміші.

Для виготовлення бетону класу *B30 (M400)* застосовували: як в'язучий портландцемент, дрібний заповнювач – кварцовий пісок, крупний заповнювач – щебінь вивержених порід. Марка щебеня >800. У склад бетону не допускали введення хлористих солей.

Транспортування та подавання бетонної суміші здійснювали спеціалізованими засобами, які забезпечують збереження заданих властивостей матеріалу.

Допуски на якість лицьової поверхні елементів (вимоги до якості поверхонь та зовнішнього вигляду конструкцій), зазначені французькою фірмою “Lafarge”, були такі:

- не допускати вихід арматури на поверхню бетону, допуск на захисний шар +5 мм.
- не допускати відкриті повітряні пори, які утворюються в результаті заземлення повітря бетоном у поверхні;
- кількість раковин не повинна перевищувати однієї з розмірами $10 \times 10 \times 5$ мм (довжина-ширина-глибина) на кожні три метри довжини;
- висота напливів, заглиблень та сколів на гранях не більше ніж 5 мм за кількості, не більшої, ніж одна на кожні три метри;
- у бетоні не допускаються тріщини за винятком осіданих та поверхневих технологічних, ширина яких не повинна перевищувати 0,05 мм, а кількість не більше однієї на кожні два метри довжини;
- товщина захисного шару не повинна бути меншою за 25 мм.

Для зменшення тертя структура лицьової поверхні набетонки повинна бути гладкою. Для утворення гладкої поверхні набетонки використаний матеріал “Europlan HL” фірми “Альпі-Львів”, офіційного представника “DEITERMANN”. Використовуючи “Europlan HL”, гладкі поверхні стають стійкими на стирання.

Автори запропонували технічне вирішення розподільчого металевого конусу для розподілу цементу з повітряним його спонуканням у межах силосів.

Висновки. Впровадження нового способу армування набетонки, який полягає у застосуванні металевого хомути МХ-1 консольного типу з кільцевої

металевої стрічки, яка сприймає розтягувальні та згинальні зусилля і одночасно забезпечує надійне анкерування поза ділянками прикладання зосереджених навантажень, що дало змогу передати великі зосереджені навантаження (897,4 кН) від розподільчого металевого конусу для цементу на плиту днища силосу.

Довготривала експлуатація реконструйованих днищ цементних силосів на ВАТ “Миколаївцемент” показала логічність прийнятих рішень.

2.3. Оцінювання мінливості кроків арматури у монолітній залізобетонній плиті надсилосного перекриття

Порівняльний аналіз проектних рішень з якістю виконання будівельно-монтажних робіт дав можливість виявляти вплив факторів, не врахованих під час проектування монолітних залізобетонних плитних конструкцій перекриттів, які в деяких випадках призводять до зниження їх експлуатаційної надійності [34].

Як виявилось з результатів аналізу обстежень, характеру армування плитних конструкцій, або наближених до них елементів висотних споруд [12], до основних дефектів, які занижують їхню фактичну несучу здатність, необхідно зарахувати і відхилення кроків робочої та конструктивної арматур від проектних значень. Ці відхилення істотні не тільки від проектних кроків, а й від середніх їхніх значень, як за окремими ділянками, так і по усій контрольованій плитній конструкції, загалом.

Відхилення кроків робочої арматури у відомих монолітних плитних конструкціях від вимог проектної документації потрібно розглядати як дефекти, що виникають на стадії монтажу армування монолітних плитних конструкцій за відсутності поопераційного контролю точності геометричних параметрів – кроків армування.

Під час контролю точності геометричних параметрів за ГОСТ 23616-79* [32] на кожному об'єкті контролю (одиниці продукції на заводі залізобетонних виробів), як правило, приймають вибірковий вид контролю. Застосування ефективного вибіркового контролю приймають на основі результатів статистичного аналізу точності за ГОСТ 23615-79 [31], який під час аналізу точності процесів виробництва елементів масового виготовлення враховує вибірки, відібрані через рівні проміжки часу залежно від обсягу виробництва та особливостей технологічного процесу. Для контролю точності геометричних параметрів армування у фіксований час проведення робіт під час обстеження монолітних залізобетонних плитних конструкцій у діючих спорудах методику з [31] неможливо використати.

Порушення технологій контролю якості [83] та здавання готової продукції не дає можливості вчасно виявити вплив непроконтрольованого людського фактора на якість виконання будівельно-монтажних робіт. Тому під час перевірних розрахунків за двома групами граничних станів згідно з чинними нормами [80] відомих плитних конструкцій традиційно виникає питання, який крок робочої арматури з великої кількості заміряних кроків на досліджених ділянках конструкцій вибрати – середній чи максимальний з запасом?

Фактична мінливість армування монолітних залізобетонних плитних конструкцій перекриттів, за рахунок недотримання проектних кроків робочої арматури, в деяких випадках призводить до істотного зниження несучої здатності конструкції та відповідно і її надійності на проектні навантаження. Тому оцінювання мінливості кроків арматури для визначення коефіцієнта надійності за кроком армування плитних конструкцій є актуальним, поки що невіршеним на рівні нормативної бази завданням.

Аналіз останніх досліджень та публікацій засвідчив, що у чинних нормах [79] України не фігурує такий показник, як середнє значення міцності бетону. Для розрахунків залізобетонних монолітних плитних конструкцій використовують статистичну величину міцності бетону – клас бетону [26, 79]. Норми [79] враховують мінливість нормативної міцності бетону $R_{b,ser}$ через фіксований коефіцієнт варіації $U=13,5\%$ з 95% забезпеченням його міцності. Норми [79] оцінюють статистично, з $99,97\%$ забезпеченням, і розрахункове значення міцності бетону на стиск $R_b=R_{b,ser}/\gamma_b$ через фіксований коефіцієнт надійності по бетону $\gamma_b=1,3$.

Нормативні документи оцінюють статистично нормативні $R_{s,ser}$ та розрахункові R_s міцнісні характеристики арматури, враховуючи коефіцієнти надійності по арматурі γ_s , $R_s=R_{s,ser}/\gamma_s$.

Чинні норми не враховують мінливість кроків арматури під час армування монолітних залізобетонних плитних конструкцій, які виконані з порушенням допустимих відхилень між осями окремих арматурних стрижнів [60, 83]. Ці нормативні документи поширюються на виробництво та приймання робіт, які виконуються під час будівництва та реконструкції підприємств, будинків і споруд, в усіх галузях народного господарства під час зведення монолітних залізобетонних конструкцій. Під час укладання арматурних виробів у залізобетонні конструкції згідно з проектним рішенням, потрібно дотримуватись вимог з табл. 2.5 за даними [60, 83].

Згідно з [4] допустимі відхилення під час установки арматури не нормуються. Звертається увага на застосування різних фіксаторів для забезпечення проектних віддалей між арматурними стрижнями та товщин захисних шарів бетону.

Допустимі відхилення під час установки арматури

| Параметр | Величина параметра, мм | Контроль (метод, обсяг, вид реєстрації) |
|---|------------------------|--|
| Відхилення у віддалі між осями окремо встановлених робочих стрижнів арматури для: | | |
| – колон, балок і арок | ±10 | Технічний огляд усіх елементів, журнал робіт |
| – плит, стін і фундаментів під каркасні конструкції масивних конструкцій | ±20 | |
| | ±30 | |

Для розрахунків фактичної несучої здатності та жорсткості наявних залізобетонних монолітних плитних конструкцій, поряд із впливом інших відомих чинників, важливим є статистичне оцінювання мінливості характеру армування за кроком арматури для двох рівнів забезпеченості: 95 % та 99,97 %.

У чинних нормативних документах [80 та інших] не розроблена методика оцінювання мінливості армування за кроком арматури під час опрацювання результатів інструментального контролю армування монолітних плитних конструкцій на діючих спорудах.

Виконане інструментальне дослідження фактичних віддалей між осями окремо встановлених робочих стрижнів арматури (кроків арматури) у монолітному перекритті. Під час інструментального дослідження характеру армування надсилосних перекриттів силосного корпусу № 6 на заводі “Миколаївцемент” застосовували магнітний метод, який нормований за [30, 45]. Цим методом визначали: розташування арматури з замірюваннями кроків між її осями, товщину захисного шару бетону, діаметри робочої та конструктивної арматури. Магнітний метод, який має стабільні параметри вимірювання, використовується у разі приймання, інспекції та контролю якості залізобетонних конструкцій під час їх експлуатації. Він ґрунтується на принципі зміни магнітних характеристик магнітного (електромагнітного) поля, зумовлених внесенням в нього сталевого арматурного стрижня. Під час дослідження характеру армування плитних конструкцій використано прилад ИЗС-10Н.

Ділянки зон контролю розташування арматури, товщини захисного шару бетону та діаметрів арматури визначили з урахуванням: технології виготовлення конструкцій; випадковості зміщення арматури з проектного положення; умов роботи конструкцій; кількості та розташування характерних ділянок контролю, в яких необхідно визначити параметри армування. Результати інструментальних вимірювань фактичних кроків арматури, порівняння їх з проектним армуванням та результати їх статистичного опрацювання за нормальним законом розподілу, наведені у табл. 2.6.

Метод оцінювання мінливості кроків арматури. На кожній монолітній конструкції балкової плити, для визначення мінливості кроків арматури неруйнівними методами, вибирають *фіксовані характерні ділянки контролю (ФХДК): фіксовані* – ділянки у прольотах або на проміжних опорах; *характерні* – ділянки з однаковими діаметрами та класами арматури, проектними або близькими між собою середніми кроками арматури, які визначені у процесі під час оброблення даних інструментальних обстежень на *ділянках контролю*.

За ФХДК призначають зони плити з постійними проектними кроками арматури та іншими параметрами армування, якщо ці умови не виконуються, то вказану нижче кількість ФХДК необхідно пропорційно збільшувати на кількість проектних варіантів армування у прольотах або на проміжних опорах.

Попередньо призначають таку кількість ФХДК “*p*” завширшки L_f залежно від розрахункових схем балкових плит за дії на них рівномірно-розподіленого навантаження: одну – у разі однопрольотної розрахункової схеми балкової плити; 2+1 – у разі двопрольотної схеми (два прольоти та опора); 2+1+2 – у разі трипрольотної схеми (два крайніх і середній прольоти та дві проміжні опори); 2+2+2 – у разі чотирипрольотної схеми (два крайніх і два середніх прольоти та дві проміжні опори). За ФХДК у монолітній залізобетонній плиті потрібно приймати розмір L_f , спрямований перпендикулярно до осей арматурних стрижнів, крок яких контролюємо.

Приймається: $L_f \geq 1$ м і не менше ніж $L_f \geq s_i \times n_i = s_i \times (6-8)$, де s_i – одиничне значення кроку арматури на ФХДК плити, мм; n_i – загальна кількість поодиноких значень кроків арматури на одній *i*-й ФХДК плити ($\geq 6-8$ шт.).

Якщо загальна ширина монолітної плити H перевищує L_f більше ніж у два рази, необхідно приймати кількість однотипних ФХДК, збільшену у два рази. Практично для контролю мінливості кроку арматури по усій плитній конструкції можна обмежитись чотирма ФХДК ($p \geq 4$). Сумарна кількість по-

одиноких значень кроків арматури $\sum_{i=1}^n n_i$ по усіх ФХДК плити не повинна бути меншою за 30 шт. Наприклад, при $H/L_f = 3$ кількість ФХДК „*p*” завширшки L_f дорівнює: $2 \times (2+2+2) = 4+4+4$ при чотирипрольотній схемі (по чотири: на двох крайніх, двох середніх прольотах і на двох проміжних опорах).

Середній крок арматури ($s_{m,i}$), на одній ФХДК вираховуємо за формулою:

$$s_{m,i} = \frac{\sum_{i=1}^n s_i}{n}. \quad (2.5)$$

Для кожної ділянки вираховують середнє квадратичне відхилення $\sigma_{m,i}$. За кількості $n \geq 6-8$ одиночних значень кроків s_i у ФХДК, середнє квадратичне

відхилення ($\sigma_{m,i}$) кроків арматури на кожній $\Phi X Д К$ плитної конструкції, мм, вираховуємо за формулою

$$\sigma_{m,i} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (s_i - s_{m,i})^2}{n-1}} \quad (2.6)$$

Коефіцієнт варіації кроків U_i , визначених окремо по усіх $\Phi X Д К$ у плиті, вираховуємо за формулою

$$U_i = \frac{\sigma_{m,i}}{s_{m,i}} \quad (2.7)$$

Вираховуємо середній коефіцієнт варіації кроку U_v для усїєї обстеженої монолітної плити за коефіцієнтами варіації кроків U_i , які визначені окремо по усіх $\Phi X Д К$ у плиті

$$U_s = \frac{\sum_{i=1}^n U_i n_i}{\sum_{i=1}^n n_i} \quad (2.8)$$

Для прийняття потрібного розрахункового кроку s_{theor} , в якому враховано мінливість кроків арматури, визначаємо для двох рівнів забезпеченості 95 % та 99,97 % відповідні кроки $s_{s,ser,i}$ та $s_{s,i}$ для окремих $\Phi X Д К$ монолітної плити:

$$s_{s,ser,i} = s_{m,i}(1 + 1.64U_s) \quad (2.9)$$

$$s_{s,i} = s_{m,i}(1 + 3U_s) \quad (2.10)$$

та статистичні кроки $s_{s,ser}$ та s_s для усїєї плити:

$$s_{s,ser} = s_m(1 + 1.64U_s); \quad (2.11)$$

$$s_s = s_m(1 + 3U_s) \quad (2.12)$$

Коефіцієнти забезпеченості за кроком арматури $K_{s,95,i}$ та $K_{s,99,i}$ для окремих $\Phi X Д К$ плити:

$$K_{s,95,i} = K_{s,n,i} = s_{s,ser,i} / s_{m,i} \quad (2.13)$$

$$K_{s,99,i} = K_{s,i} = s_{s,i} / s_{m,i} \quad (2.14)$$

та коефіцієнти забезпеченості за кроком арматури $K_{s,95}$ та $K_{s,99}$ для усїєї плити:

$$K_{s,95} = K_{s,n} = s_{s,ser} / s_m \quad (2.15)$$

$$K_{s,99} = K_s = s_s / s_m \quad (2.16)$$

Значення коефіцієнтів $K_{s,95,i}$, $K_{s,95}$ та $K_{s,99}$ показані на графіку (рис. 2.6).

Для остаточного перевірного розрахунку плити, по двох групах граничних станів при γ_s за п.6.18 [80], потрібно приймати крок s_{theor} таким, що дорівнює одному з кроків s_s або $s_{s,ser}$ (у табл. 2.6 розташовані у виділених комірках), за якого одне з зусиль M_I або M_{II} по арматурі плити матиме менше значення.

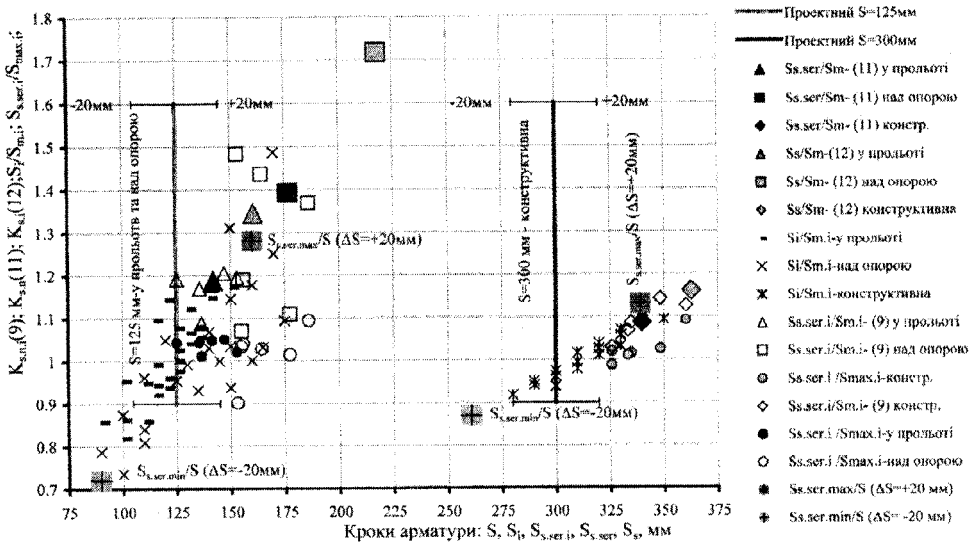


Рис. 2.6. Коефіцієнти забезпеченості: $K_{s,n,i}$ (9); $K_{s,n}$ (11) – на 95 % та K_s (12) – на 99,97 % за кроком арматури порівняно з проектними (S), фактичними (S_i) та статистичними ($S_{s,ser,i}$, $S_{s,ser}$, S_s) кроками арматури

Приклад оцінювання мінливості кроків арматури. Проектний крок восьми стрижнів робочої арматури $\varnothing 8A-I$ на ширині 1 м становить $s=125$ мм ($\Sigma \Delta s = 8 \times \Delta s = 8 \times 50 \times 10^{-6}$ м²). За постійного значення відхилення [60, 83] $\Delta s = \pm 20$ мм від $s=125$ мм, на ширині 1 м фактична кількість стрижнів $n=8$ шт. зберігається, тоді: $4 \times (125 - 20) + 4 \times (125 + 20) = 4 \times 105 + 4 \times 145 = 1000$ мм. Середнє значення кроку $s_m = s$, коефіцієнт варіації $U_i = 17,1$ %. Для двох рівнів забезпеченості 95 % та 99,97 % – статистичні кроки $s_{s,ser} = 0,16$ м та $s_s = 0,189$ м.

Для остаточного перевірного розрахунку плити, по двох групах граничних станів при γ_s за п. 6.18 [79], необхідно приймати крок s_{theor} , що дорівнює одному з кроків s_s або $s_{s,ser}$, за яких одне з зусиль $N_{s,I}$ або $N_{s,II}$ розтягу арматури матимуть менше значення:

$$N_{s,I} = A_s \times 1/s \times R_{s,ser} / \gamma_s = 50 \times 10^{-6} \times 1/0,189 \times 235/1,15 = 0,05406 \text{ МН}, \quad (2.17)$$

$$N_{s,II} = A_s \times 1/s_{s,ser} \times R_{s,ser} / 1 = 50 \times 10^{-6} \times 1/0,16 \times 235/1 = 0,07344 \text{ МН}, \quad (2.18)$$

де $\gamma_s = 1,15$ – коефіцієнт надійності по арматурі, прийнятий за п. 6.18 [79] для арматури $\varnothing 8A-I$.

За проектом зусилля розтягу в арматурі відповідно за двома групами граничних станів:

$$N_{s,I} = A_s \times 1/s \times R_{s,ser} / \gamma_s = 50 \times 10^{-6} \times 1/0,125 \times 235/1,05 = 0,08952 \text{ МН}; \quad (2.19)$$

$$N_{s,n} = A_s \times 1/s \times R_{s,ser} / 1 = 50 \times 10^{-6} \times 1/0,125 \times 235/1 = 0,094 \text{ МН}, \quad (2.20)$$

де γ_s – (1,05 та 1) коефіцієнти надійності по арматурі, прийняті за табл. 21 [79].

Тоді, відповідно до s_s та $s_{s,ser}$, під час перевірних розрахунків плити за двома групами граничних станів, щодо проектного, відповідно, можна втратити зусилля на ширині плити 1 м: 39,61 % та 22 % на зусиллях розтягу в арматурі плити, відповідно:

$$(N_s - N_{s,I})/N_s \times 100 \% = (0,08952 - 0,05406)/0,08952 \times 100 \% = 39,61 \% \text{ та}$$

$$(N_{s,n} - N_{s,II})/N_{s,n} \times 100 \% = (0,094 - 0,07344)/0,094 \times 100 \% = 22 \%$$

Розширений аналіз цього прикладу дав змогу визначити, що: за коефіцієнтів варіації $U_i > 13,465 \%$ або $s_s/s_{s,ser} > 1,15$ завжди $s_{theor} = s_s$, а мінімальне значення має зусилля $N_{s,I}$, тоді відповідне відхилення у разі середнього кроку $s_m = 125$ мм становить $\Delta s \geq \pm 15,74$ мм; у разі коефіцієнтів варіації $U_i \leq 13,465 \%$ або $s_s/s_{s,ser} \leq 1,15$ завжди $s_{theor} = s_{s,se}$, а мінімальне значення має зусилля $N_{s,II}$, тоді відхилення для кроку $s_m = 125$ мм становить $\Delta s \leq \pm 15,74$ мм.

У цьому прикладі: $U_i = 17,1 \% \geq 13,465 \%$, $s_{theor} = s_s = 0,189$ м. Під час розрахунку плити за першою групою граничних станів, відповідно до s_s , за рахунок мінливості кроку арматури на ширині плити 1 м, щодо проектного кроку s , втрачається 39,61 % зусиль у ній. Необхідним є підсилення монолітної залізобетонної плити надсилосного перекриття. Перерізи ФХДК варто підсилювати за рахунок збільшення площі робочої арматури на ΔA_s , до сприйняття теоретичного проектного зусилля розтягу $N_{I,I} = \Delta N_s + N_{s,I}$ або $N_{I,II} = \Delta N_s + N_{s,II}$ в арматурі (ΔN_s – додаткове зусилля за рахунок збільшення робочої арматури на ΔA_s) за умови, що інші конструктивні параметри ФХДК монолітної плити відповідають проектним, інакше – підсилити до сприйняття проектних розрахункових або нормативних моментів M_I , M_{II} . Додаткову площу арматури ΔA_s розподіляти в межах зафіксованих максимальних віддалей між осями арматури.

Висновки. Як виявили натурні дослідження, армування надсилосного монолітного перекриття виконане з відхиленнями від проектного рішення – занижені площі робочої арматури за рахунок необґрунтованого збільшення кроків між осями арматурних стрижнів. Виявлено, що кроки робочої та конструктивної арматури мають значну мінливість.

Мінливість ($U_f = 4,2 \% - 29,4 \%$) кроків робочої арматури у монолітних перекриттях свідчить про недостатню якість їх фіксації, що призводить до істотного перерозподілу у разі умовно рівномірно-розподіленого навантаження на плиту та до заниження її експлуатаційної надійності [34] щодо проектного рішення.

У чинних нормах [79, 83] не розроблена методика врахування мінливості укладання арматурних стрижнів з фактичним кроком на фіксованих характерних ділянках контролю у монолітних залізобетонних плитах. Виконання кроків арматури, з порушенням допусків [46] щодо проектних рішень, може істотно вплинути на зниження експлуатаційної придатності плит. За характерну ділянку контролю у монолітній залізобетонній плиті необхідно приймати розмір L_f , спрямований перпендикулярно до осей стрижнів арматури, крок яких контролюємо. Значення L_f приймати $L_f \geq 1$ м і $L_f \geq 6 \times s_i$.

Під час аналізу мінливості армування плитних конструкцій виявили, що недоліком [83] є незмінне значення відхилення ± 20 мм у віддалі між осями окремо встановлених робочих стрижнів арматури за різних проектних кроків між осями арматури, що за малих значень кроків може істотно зменшити фактичні зусилля в арматурі від проектних значень. У нашому прикладі у разі $s_m = 125$ мм це зменшення сягає 39,61 %.

Одержані дослідні дані кроків із армування монолітної залізобетонної плити надсилоного перекриття та їхнє статистичне опрацювання по окремих ділянках та, загалом, по перекриттю дали можливість оцінити їхню мінливість та знайти значення кроків $s_s, s_{s,ser}$ для виконання відповідних перевірих розрахунків з визначення: фактичної несучої здатності і тріщиностійкості плити. За необхідності, можна запроєктувати конструктивні заходи для забезпечення необхідної несучої здатності та необхідного рівня тріщиностійкості залізобетонної плитної конструкції на технологічні навантаження, температурні впливи від гарячого цементу і, отже, ліквідувати недоліки з якості виконання будівельних робіт у таких конструкціях, зокрема і дефект мінливості кроків арматури.

Аналіз дослідних даних по заміряних кроках арматури надсилоного перекриття та їхнє статистичне опрацювання показали, що: якщо $U_i > 13,465$ % завжди $s_{theor} = s_s$, а $U_i \leq 13,465$ % , то завжди $s_{theor} = s_{s,ser}$. Це стосується і армування циліндричних оболонок висотних споруд [10].

На будівельних майданчиках перед укладанням бетонної суміші у монолітні плити перекриттів необхідно вчасно привести у відповідність фактичні кроки арматури до проектної документації, а також перевірити допуски щодо їх відхилення від стандарту. За невідповідності до наведених вище вимог необхідно перевірити фактичні кроки арматури з урахуванням їх мінливості, тобто виконати статистичний контроль відповідно до запропонованої методики. Приймання порушених кроків арматури, порівнюючи їх з проектним та нормованим допуском [60, 83], без урахування характеристик мінливості кроків, не допускається. На цьому етапі робіт можна виконати необхідне, додаткове армування конструкції для забезпечення її проектної несучої здатності та тріщиностійкості.

Обстежуючи монолітні залізобетонні плити перекриттів, потрібно здійснити контроль відповідності кроків арматури до проектної документації та відповідності допусків на їхні відхилення згідно зі стандартом та умови збереження проектної кількості стрижнів на одиницю довжини конструкції. За невідповідності до наведених вище вимог необхідно виконати статистичний контроль кроків арматури.

Не допускається, без урахування характеристик мінливості кроків арматури, виконувати перевірих розрахунки плитної конструкції. На цьому етапі може виникнути необхідність додаткового армування конструкції для забезпечення її проектної несучої здатності та тріщиностійкості, які можна забезпечити конструктивними або розрахунковими методами підсилення згідно з [46] та іншими методами та технологіями.

3.1. Результати обстеження нахиленої колонади залізобетонної градирні ст. № 1 Київської ТЕЦ-6

Описано методику та аналіз результатів натурального обстеження стану залізобетонних колон нахиленої колонади градирні ст. № 1 Київської ТЕЦ-6 після 20 років її експлуатації.

Якість виконання робіт під час будівництва баштових зрошувальних залізобетонних градирень, з врахуванням терміну їхньої експлуатації, дають можливість виявити недоліки, які призводять до зниження їхньої експлуатаційної придатності, загалом, або їхніх окремих елементів, зокрема.

У межах обстеження усіх залізобетонних конструкцій баштової градирні ст. № 1 з площею зрошування 3200 м² на Київській ТЕЦ-6 (рис. 3.1) з метою визначення фактичного їх стану, автори візуально та інструментально дослідили залізобетонні колони нахиленої колонади градирні.

Одержані фактичні дані з дефектів, технічного стану бетону та арматури колон нахиленої колонади градирні після 20-річної її експлуатації.

Обстежували залізобетонні колони нахиленої колонади градирні у два етапи.

Спочатку обстежували візуально [70].

За результатами візуального обстеження складені розгорнуті карти дефектів та їхня класифікація по усіх будівельних конструкціях та елементах градирні. Одержані матеріали, для зручності їх застосування під час розроблення документації на реконструкцію градирні, були оформлені у вигляді зведених таблиць дефектів. Оцінювали стан конструктивних елементів градирні відповідно до нормативного документа [61, 69].

З аналізу даних візуального обстеження по залізобетонних колонах нахиленої колонади оболонки градирні виявлено таке:

1) опрацювання результатів візуального обстеження залізобетонних колон, яке виконане згідно з [61, 69], засвідчило що 8 колон перебувають у стані III і непридатні для нормальної експлуатації (рис. 3.2; 3.3, а).

2) під час виготовлення на заводі залізобетонних колон нахиленої колонади градирні не забезпечена товщина захисного шару бетону по нижній та бокових гранях колон:

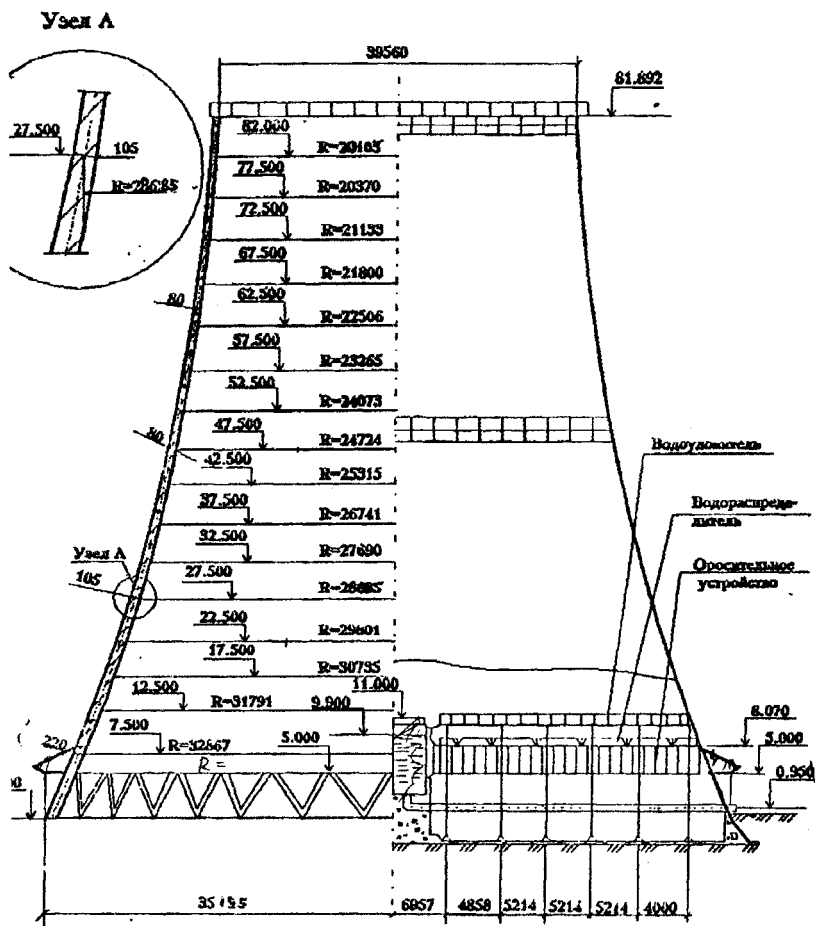


Рис. 3.1. Схема конструкцій градирні в перерізі

▪ фактично, по бокових поверхнях балок захисний шар бетону поперечної арматури $\varnothing 10A-III$ – 52–56 мм, робочої $\varnothing 20A-III$ 32–36 мм; по нижній грані поперечної $\varnothing 10A-III$ – 7–22 мм, робочої $\varnothing 20A-III$ – 17–32 мм;

▪ за проектом [36], по бокових поверхнях балок захисний шар бетону поперечної арматури $\varnothing 20A-III$ – 60 мм (у проекті помилково вказано 70 мм; у перерізі 9–9 на кресленні № 1085506[5]), робочої арматури $\varnothing 20A-III$ – 40мм; по нижній грані – поперечної арматури $\varnothing 10A-III$ – 30 мм, робочої арматури $\varnothing 20A-III$ – 40 мм;

▪ для довідки: нижня грань колони під час бетонування (дно опалубки), обстеженнї, умовно прийнята як “внутрішня” – сторона (грань) колони, яка обернута до осі оболонки;

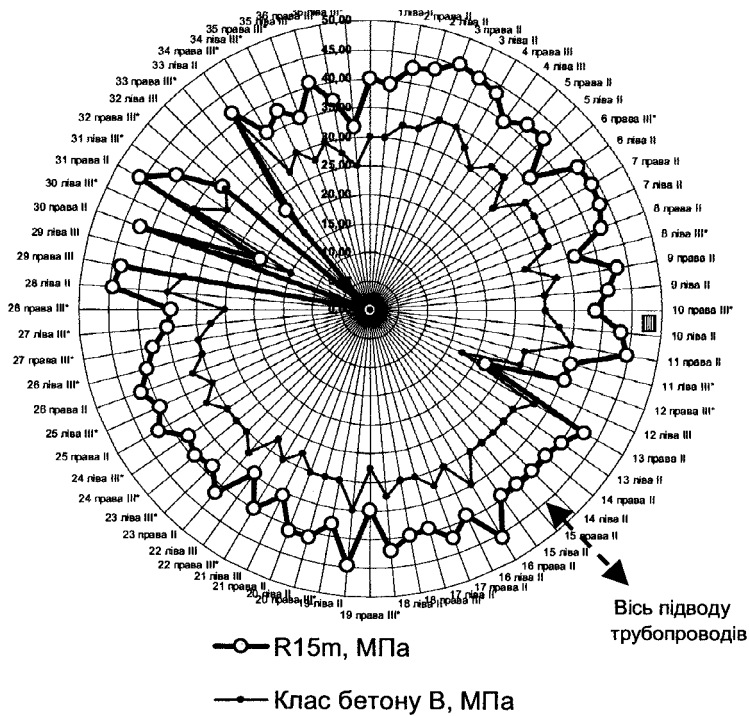


Рис. 3.2. Зміна міцнісних характеристик бетону (R_{15m} та В) в колонах нахиленої колонади градирні

■ зменшення товщин захисного шару бетону від проектних, призвело до значної корозії поперечної арматури на гранях колон, особливо на їхніх “внутрішніх” гранях. Неякісно виконаний антикорозійний захист бетонних поверхонь колон полімерним епоксидним покриттям не запобіг цьому процесу (рис. 3.3, б);

■ руйнування бетону захисного шару в колонах № 29лів. та № 12прав., призвело до корозії робочої арматури на “лицьових” гранях колон. Неякісно виконаний антикорозійний захист бетонних поверхонь колон, без їх очищення полімерним епоксидним покриттям не запобіг цьому процесу. Антикорозійний захист відшаровується від поверхні бетону.

Після аналізу дефектів нахиленої колонади градирні, одержаних за даними візуального обстеження, інструментально обстежили колонаду, з метою оцінювання:

■ фактичної міцності бетону $R_{15,i}$, віднесеної до кубів $15 \times 15 \times 15$ см, в кожній колоні механічними та ультразвуковими приладами відповідно до ГОСТ 22690-88 [29] та ГОСТ 17624-87 [25]. Одержані дані інструментальних досліджень $R_{15,i}$ використані для визначення середньої кубикової міцності

бетону $R_{15,m}$ для кожної колони, а після статистичного опрацювання, згідно з ГОСТ 18105-86 [26] та [74], вони використані для визначення класу та фактичної марки бетону. Мінливість міцнісних характеристик бетону “ $R_{15,m}$ ” та “В” по колонах нахиленої колонади градирні наведена на діаграмі (рис. 3.2);

- тріщиноутворення в колонах за допомогою ультразвукового імпульсного методу відповідно до ГОСТ 17624-87 [25]. Для замірювань використовували прилад УК-14ПМ. Глибину проникнення тріщин та дефектів у бетон конструкцій визначали поверхневим прозвучуванням пристроєм УТГПР-2м (ультразвуковим компаратором) з фіксованою базою 120 мм (рис. 3.4, а);

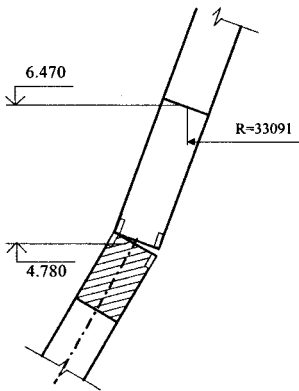
- стану бетону, який визначали крізним прозвучуванням тіла колони (рис. 3.3, в).



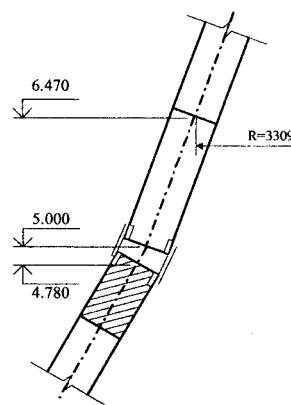
а



б



в



г

Рис. 3.3. Експлуатаційні та монтажні дефекти в нахиленій колонаді:
 а – руйнування бетону низької міцності в колоні № 12лів.; б – недостатня товщина захисного шару бетону та корозія поперечної арматури в колоні № 2прав.;
 в – проектний та г – фактичний вузли стикування колон нахиленої колонади з залізобетонними балками нижнього опорного кільця оболонки

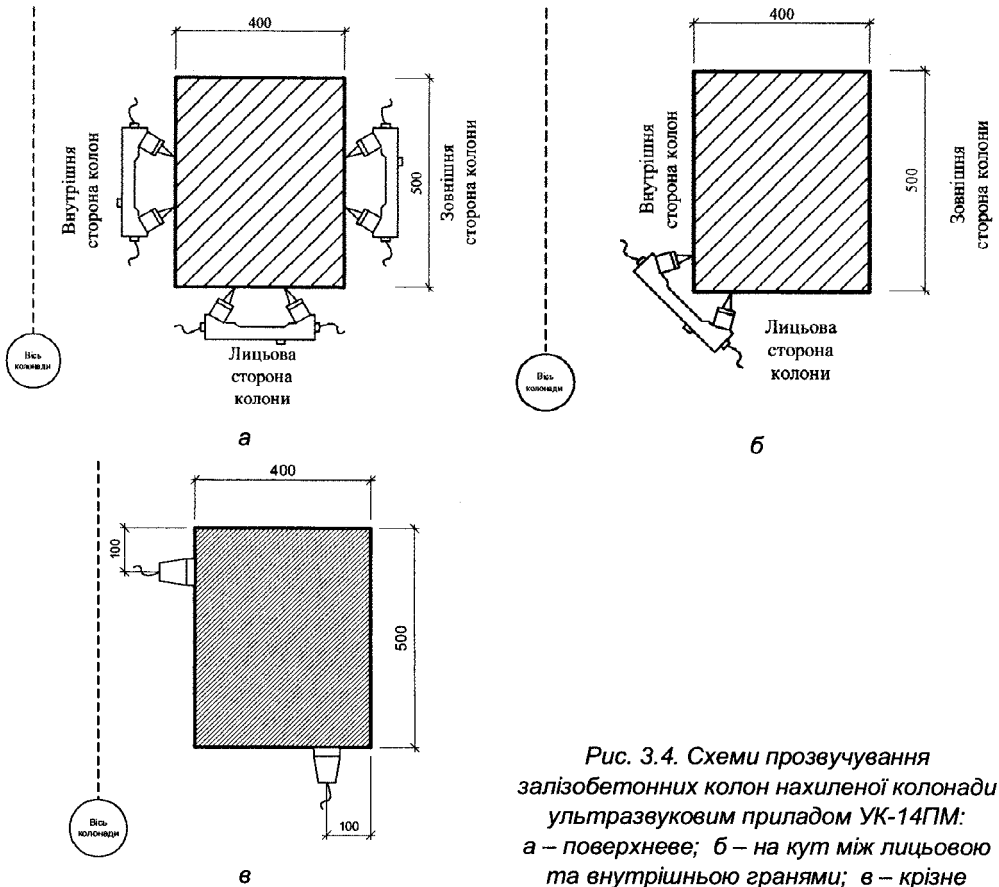


Рис. 3.4. Схеми прозвучування залізобетонних колон нахиленої колониади ультразвуковим приладом УК-14ПМ: а – поверхневе; б – на кут між лицьовою та внутрішньою гранями; в – крізне

З аналізу даних інструментального обстеження по залізобетонних колонах нахиленої колониади оболонки градирні виявили таке:

1. Середня міцність $R_{15.m}$ (клас В) бетону незруйнованих колон нахиленої колониади оболонки градирні (рис. 3.1), віднесена до кубів $15 \times 15 \times 15$ см, коливається від $R_{15.m} = 20,84$ МПа до $R_{15.m} = 45,32$ МПа (В15–В35) для проектної марки М400 (В32,5), тобто здебільшого проектні міцнісні характеристики бетону не забезпечені, нижчі від проектних.

2. Фактичні коефіцієнти варіації (U_{ϕ}) бетону коливаються від 8,48 % (для високих класів бетону) до 31,62 % (для низьких класів бетону), які здебільшого значно більші від нормативного $U = 13,5$ % згідно зі СНиП 2.03.01-84* [79], що вказує на низьку якість контролю усіх технологічних циклів виготовлення бетону на заводі, де ці колони виготовлені.

3. Результати ультразвукового обстеження залізобетонних колон нахиленої колониади оболонки градирні, у разі поверхневого їх прозвучування згідно з [25] (рис. 3.4, а), показали, що глибина проникнення повздовжніх тріщин у

бетоні по трьох гранях колони становить від 36 мм до 185 мм, під час прозвучування по куту між лицьовою та внутрішньою гранями колон (рис. 3.4, б) виявили, що в колоні по осі 32лів., глибина проникнення тріщин у бетон становить 182–275 мм за проектних розмірів колон 400×500 мм. Це свідчить про те, що бетон колони перебуває у незадовільному стані III – IV, тобто колона потребує термінового підсилення. Таких колон, як виявили обстеження, в градирні 35 є загальною кількістю 72 (рис. 3.2).

4. Результати візуального обстеження виявили 8 колон, які перебувають у III-му стані. А результати ультразвукового обстеження під час крізного прозвучування залізобетонних колон нахиленої колонади оболонки градирні за схемою, наведеною на рис. 3.3, в, показали ще 27 дефектних колон, які перебувають у цьому самому стані (III*, рис. 3.2).

5. Під час монтажу балок нижнього опорного кільця на колони нахиленої колонади оболонки градирні допущена значна конструктивна помилка на рахунок того, що не витримана віддаль від верху колони до поверхні нижньої грани балок (див. переріз на рис. 3.3, в), балки встановлені на колони насухо без попереднього їх монтажу на 150 мм вище і подальшим замонолічуванням загального вузла поєднання колон з двома суміжними балками. Така помилка стала причиною тріщиноутворень в оболонці градирні, які починаються по контакту торців збірних залізобетонних балок з бетоном замонолічування.

Відомо, що бетон, який має достатню початкову міцність, морозостійкість та водонепроникність, під час експлуатації не руйнується і набуває міцності за подальшої гідrataції цементу. У разі недостатньої початкової щільності та морозостійкості бетон поступово руйнується, зниження міцності випереджає гідrataцію цементу. Розкид міцності бетону колон свідчить про недостатню якість його виготовлення, а також про зміну фізико-механічних властивостей в умовах експлуатації.

Висновки. Порівняння результатів візуального та інструментального обстеження показали, що внутрішній стан бетону візуально виявити по поверхневих ознаках здебільшого вдається.

Важливішою умовою, яка визначає довговічність баштової градирні, є щільність бетону. Натурне обстеження і аналіз результатів свідчать про те, що щільність бетону, який застосований для колон нахиленої колонади, недостатня.

Довговічність залізобетонних колон нахиленої колонади градирні залежить не тільки від заданого проектом складу, але і від якості його виготовлення та якості укладання. Аварійний стан, який потребує проведення ремонту, настає і у разі збереження міцності споруди загалом. Руйнування бетону колон відбувається у тих місцях, де фактична міцність та щільність його недостатня, щоб протистояти руйнівній дії статичних, фізичних та кліматичних впливів. Під

час проектування, будівництва та реконструкції градирень потрібно врахувати усі наведені фактори.

Розкид ($U_{\phi}=8,48\%–31,62\%$) міцнісних характеристик бетону (B15–B35) колон нахиленої колонади свідчить про недостатню якість його виготовлення.

У зв'язку з тим, що 49 % колон нахиленої колонади градирні перебувають практично у III стані, а деякі з них у перехідному III–IV стані, роботи з їх підсилення необхідно виконувати невідкладно.

Одержані матеріали призначені для застосування під час реконструкції градирні ст.№ 1, яка пов'язана з розширенням ТЕЦ-6 енергоблоком ст. № 3.

3.2. Перерозподіл навантажень від оболонки на колони нахиленої колонади залізобетонної градирні ст.№ 1 на Київській ТЕЦ-6

Аналіз проектних рішень та якості виконання робіт під час будівництва баштових залізобетонних градирень з врахуванням терміну їх експлуатації дають можливість виявити недоліки, які призводять до зниження експлуатаційної придатності градирні, загалом, або її окремих елементів, зокрема.

У межах обстеження [61, 70, 69] усіх залізобетонних конструкцій баштової градирні ст. № 1 Київської ТЕЦ-6 (рис. 3.1) з метою визначення фактичного їх стану, автори виконали інструментальне дослідження бетону залізобетонних колон нахиленої колонади градирні (рис. 3.5).

Метою досліджень було: одержати фактичні дані з міцності бетону після 20-річної експлуатації градирні; на підставі одержаних даних по міцнісних характеристиках бетону, розрахувати перерозподіл навантажень на опорах колон по контуру оболонки градирні залежно від фактичних деформативних характеристик їх бетону.

Під час інструментального натурального обстеження нахиленої колонади градирні одержали таке:

– фактичну міцність бетону $R_{15,i}$, віднесена до кубів $15\times 15\times 15$ см, у кожній колоні механічними та ультразвуковими приладами відповідно до ГОСТ 22690-88 [29] та ГОСТ 17624-87 [25]. Одержані дані $R_{15,i}$ використані для визначення середньої кубикової міцності бетону $R_{15,m}$ для кожної колони, а після статистичного опрацювання, згідно з ГОСТ 18105-86 [26] та [74], вони використані для визначення класу та фактичної марки бетону для кожної колони. Зміна міцнісних характеристик бетону “ $R_{15,m}$ ” та “B” по колонах нахиленої колонади градирні наведена на діаграмі (рис. 3.2);

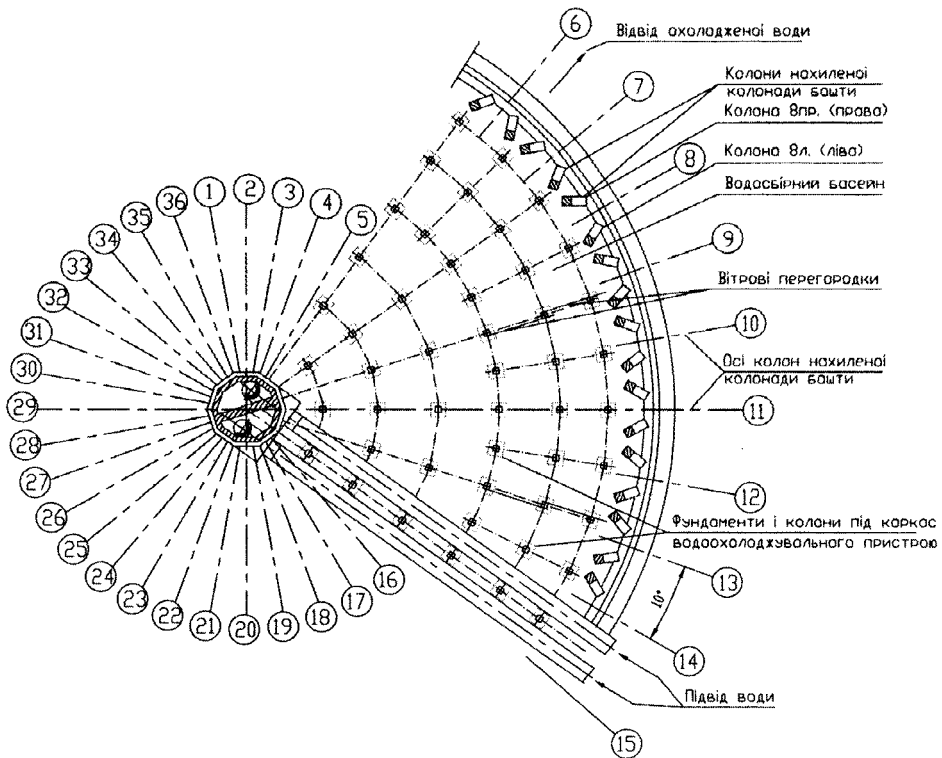


Рис. 3.5. Фрагмент плану колон нахиленої колонади та фундаментів під каркас водоохолоджувального пристрою

– міцнісні характеристики бетону в колонах визначали за допомогою ультразвукового імпульсного методу відповідно до ГОСТ 17624-87 [25] під час крізного прозвучування тіла колони. Для замірювань використовували прилад УК-14ПМ, проторований до бетону колон.

З аналізу даних інструментального обстеження по залізобетонних колонах нахиленої колонади оболонки градирні виявлено таке:

1) середня міцність $R_{15.m}$, (клас *B*) бетону незруйнованих колон нахиленої колонади оболонки градирні, віднесена до кубів $15 \times 15 \times 15$ см, коливається від $R_{15.m} = 20,84$ МПа до $R_{15.m} = 45,32$ МПа (*B15–B35*) за проектної марки *M400 (B32,5)* [36], тобто, переважно проектні міцнісні характеристики бетону колон не забезпечені, і є нижчі від проектних. Розкид міцності бетону колон свідчить про недостатню якість його виготовлення, а також про зміну фізико-механічних властивостей в умовах експлуатації;

2) фактичні коефіцієнти варіації (U_f) бетону коливаються від 8,48 % (для високих класів бетону) до 31,62 % (для низьких класів бетону), які здебільшого значно більше нормативного значення $U = 13,5$ % згідно зі СНиП 2.03.01-84*

[79], що свідчить про низьку якість контролю усіх технологічних циклів виготовлення бетону на заводі, де ці колони виготовлені;

3) довговічність залізобетонних колон нахиленої колонади градирні залежить не тільки від заданого за проектом складу бетону, але і від якості його виготовлення та вкладання. Аварійний стан, який потребує проведення ремонтних робіт, настає і у разі збереження міцності нахиленої колонади загалом. Руйнування бетону колон відбувається у тих місцях, де фактична міцність та щільність його недостатня, щоб протистояти руйнівній дії статичних, фізичних та кліматичних впливів;

4) як виявили обстеження, у нахиленій колонаді градирні виявлено 35 колон, за загальної їх кількості 72 (рис. 3.5), бетон яких перебуває у стані III [69] – непридатному для нормальної експлуатації, тобто, ці колони потребують підсилення.

Перерозподіл навантажень у вузлах поєднання колон нахиленої колонади до контуру оболонки градирні, на рівні спирання ригелів нижнього опорного кільця, визначали з розрахунку просторової рамної системи з жорсткими вузлами поєднання колон до оболонки та кільцевого фундаменту. Розраховували раму за допомогою програмного комплексу “Міраж”. Розрахункова схема рами нахиленої колонади побудована так (рис. 3.6):

- жорстке нерозрізне кільце оболонки має такі параметри: радіус $R_p=23,95$ м; висоту $H_{об}=15$ м; товщину $B=0,5$ м; клас бетону $B22,5$ МПа, початковий модуль пружності бетону $E_b=28500$ МПа;

- перетворення проектного радіуса градирні $R_{пр}=33,428$ м, на рівні спирання ригелів нижнього опорного кільця на нахилену колонаду, у розрахунковий радіус R_p (рис. 3.6), виконали для збереження проектного кута $22^\circ55'$ нахилу колон нахиленої колонади до вертикалі.

Значення R_p визначали так:

$$R_p = n \cdot l / (2 \times \pi) = 36 \times 4,18 / (2 \times \pi) = 23,95 \text{ м};$$

- 36 вузлів поєднання нахилених колон до країв контурів оболонки та фундаменту мають крок $L=4,18$ м;

- колони перерізом 400×500 мм та довжиною $L=5,42$ м жорстко закріплені на нижньому контурі верхнього кільця (оболонки) та на верхньому контурі фундаменту;

- віддаль між внутрішніми гранями контурів оболонки та фундаменту $H=5$ м;

- нижній контур фундаменту закріплений від вертикальних переміщень;

- на вузли поєднання нахилених колон до оболонки діють проектні зосереджені сили $F_{пр.}=3889$ кН від власної ваги оболонки.

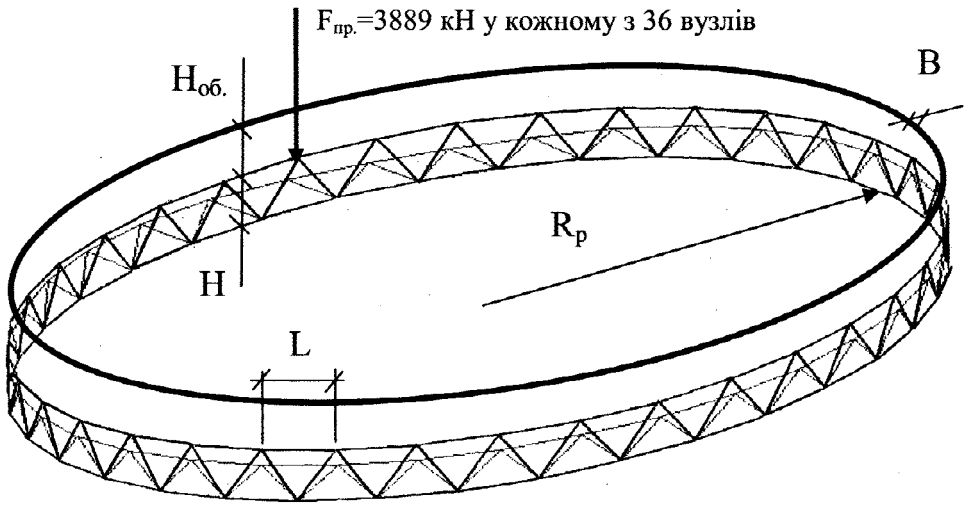


Рис. 3.6. Розрахункова схема нахиленої колонади градирні у поєднанні з деформативною їїньою схемою, одержаною за даними розрахунку

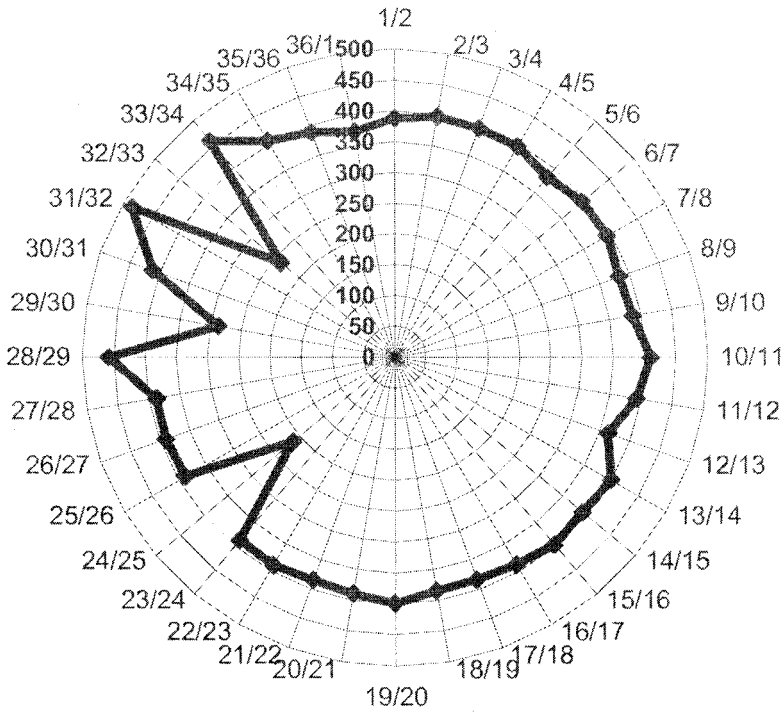


Рис. 3.7. Розрахункові вертикальні сили F_ϕ в вузлах поєднання колон нахиленої колонади з нижнім контуром оболонки, кН

У розрахунковій схемі деформативність колон визначали початковим модулем пружності їх бетону E_b , значення яких приймали згідно з табл. 18 [79] за класами бетону, одержаними для кожної колони окремо, та фактичними геометричними розмірами колон (довжиною та перерізом).

Одержані результати розрахунків просторової рами нахиленої колонади градирні за широкому діапазону змін деформативних характеристик бетону 72 колон ($E_b=9500\div36000$ МПа), показали таке:

– у вузлах поєднання колон до нижнього контуру оболонки спостерігається перерозподіл значень вертикальних зосереджених сил F_{np} від $F_{\phi}=2128$ кН до $F_{\phi}=4843$ кН (рис. 3.7). Порівняно з проектними значеннями $F_{np}=3889$ кН ці коливання становлять: $-45 - +25$ %;

– по нижньому контуру оболонки градирні виникають незначні стискальні та великі розтягувальні зусилля в межах від -43 кН до $+746$ кН (рис. 3.8), які не передбачені в типовому проекті [36].

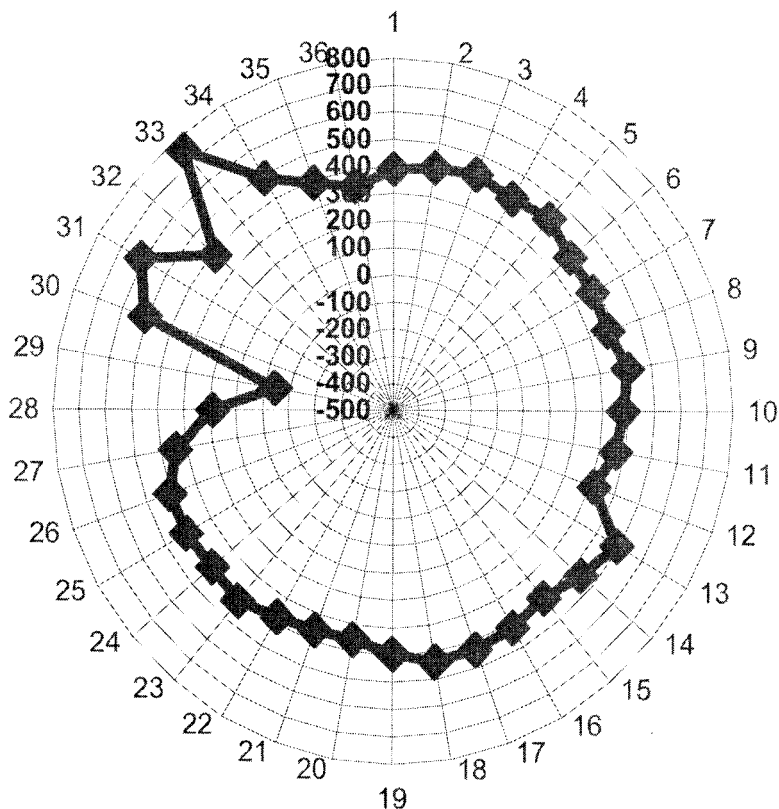


Рис. 3.8. Перерозподіл розтягувальних та стискальних зусиль по нижньому контуру оболонки градирні, кН

Висновки. Під час проектування, будівництва та реконструкції градирень необхідно враховувати усі наведені фактори, які можуть негативно впливати на зниження її експлуатаційної придатності.

Мінливість ($U_{\phi}=8,48\%–31,62\%$) міцнісних характеристик бетону (B15–B35) колон нахиленої колонади вказує на недостатню якість його виготовлення та захисту від кліматичних впливів, що призводить до перерозподілу зусиль на нижньому контурі оболонки градирні та в колонах нахиленої колонади. Розробляючи проєкт реконструкції градирні, необхідно передбачити конструктивні заходи з підсилення залізобетонних конструкцій витяжної башти градирні та нахиленої колонади на додаткові зусилля, які не передбачені за типовим проєктом.

Одержані матеріали призначені для застосування під час реконструкції градирні ст. № 1, яка пов'язана з розширенням ТЕЦ-6 енергоблоком ст. № 3.

3.3. Дослідження особливостей напруженого стану елементів ребристої градирні у разі дії температурних навантажень*

У 1982 р. була споруджена і здана в експлуатацію градирня № 4 в складі Дарницької ТЕЦ в м. Києві.

Споруда (рис. 3.9) являє собою збірну залізобетонну біконічну оболонку з циліндричною вставкою та ребром жорсткості по верхньому краю, оперту на нахилену колонаду. Висота споруди 55 м, максимальний діаметр 49 м. Сама оболонка зібрана з 400 залізобетонних панелей (10 ярусів по 40 панелей у кожному ярусі) трапецієподібної (в плані) форми довжиною 5,2 м змінної ширини. Панель оболонки – кесонного типу, утворена чотирма ребрами по периметру з перерізом $b \times h = 190 \times 200 \dots 250$ мм, першим поздовжнім ребром з перерізом $b \times h = 380 \times 200 \dots 250$ мм, двома поперечними проміжними ребрами перерізом $b \times h = 170 \times 200$ мм, об'єднаннях стінкою панелі товщиною 45 мм. Горизонтальні (по паралелях) та вертикальні (по меридіанах) стики змонтованих панелей утворюють горизонтальні та вертикальні ребра оболонки перерізом $b \times h = 380 \times 200 \dots 250$ мм. По нижньому контуру оболонка з'єднується з 40 опорними елементами, кожний з яких об'єднує одну пару колон похилої колонади.

* З розрахунків несучих конструкцій градирні надавав консультації канд. техн. наук, доц. І.З. Бутринський.

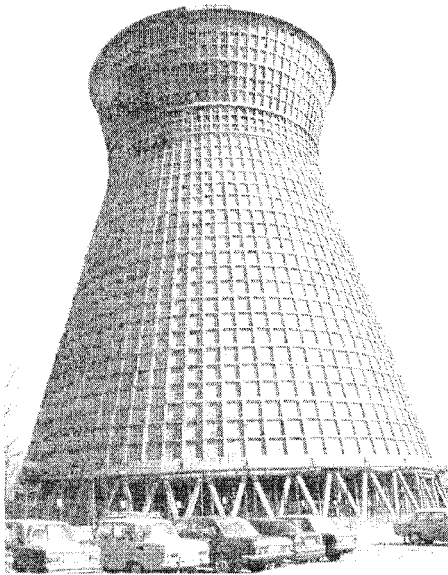


Рис. 3.9. Вигляд споруди

У більшості методик, які застосовують під час розрахунку тонкостінних ребристих елементів, ребриста структура розглядається як еквівалентна за жорсткісними параметрами однорідна ортотропна плита чи оболонка сталого товщини без ребер.

Температурне навантаження на такий елемент як правило береться згідно з методикою [78], в якій враховують товщину елементів, вводячи поправки $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ до значень середньої по перерізу температури t_0 та перепаду температури по перерізу θ . Зокрема для залізобетонних елементів, у разі мінливості товщини елемента в межах 0–400 мм, величина кожної з поправок $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ змінюється в межах 0–2 °С (табл. 16 [78]).

У примітки до п. 8.3 [78] передбачено необхідність розрахунку параметрів розподілу температури по перерізу для багат шарових, а вказівки щодо ребристих конструкцій відсутні.

Отже, згідно з [78] температурне навантаження на ребристу конструкцію розраховується аналогічно як і температурне навантаження на конструкцію без ребер.

Для ілюстрації, у табл. 3.1 наведено результати розрахунку за методикою [78] нормативних значень середньої по перерізу температури t_c та перепаду температури по перерізу θ для складових елементів ребристої конструкції розглядуваної споруди під час експлуатації її взимку. Розраховано для температури зовнішнього повітря $t_{ec} = 20$ °С та температури повітря всередині градирні $t_{ic} = 23$ °С, заданої експлуатаційними параметрами споруди.

Після тривалого безексплуатаційного періоду, у 2001 р. автори монографії у співпраці з фірмами ЗАТ “Техенерго” (м. Львів) та ЗАТ “Висотспецбуд” (м. Київ) виконали обстеження фактичного стану градирні та виявили істотні дефекти у елементах несучих конструкцій споруди. Через ці обставини першочерговими завданнями були розрахунок зусиль та з’ясування фактичної несучої здатності елементів споруди. Було звернено увагу на особливості роботи конструкції за температурних технологічних та кліматичних навантажень споруди у зимовий період.

Особливістю навантажень споруд подібного типу є дія температурного технологічного навантаження [57].

Аналіз результатів розрахунку нормативних температур елементів споруди за методикою СНиП [78] (табл. 3.1) показує, що для зимового періоду нормативні середні (по перерізу) температури для ребер і тонкої стінки плити є практично однаковими: різниця становить 1 °С. До того ж товщина цих елементів відрізняється істотно (товщина стінки плити 45 мм, ребер панелей і стиків 200–250 мм). Стінка плити і ребро панелі в зимовий період перебувають також у істотно різних умовах: для ребер тепловіддача відбувається з трьох граней, температурне поле ребра формується у разі взаємодії як з повітрям, так і за рахунок потоку тепла із стінки панелі.

Таблиця 3.1

Нормативні температури конструктивних елементів під час експлуатації споруди взимку і влітку згідно з розрахунком за методикою СНиП 2.01.07.85 [79]

| Параметр | Нормативні значення температури, °С для конструктивних елементів | |
|--|--|-----------------------------|
| | ребра панелі h=200–250 мм | стінка панелі (h= 45 мм) |
| Середня температура по перерізу t_c | -4,8 | -5,8 |
| Перепад температури по перерізу θ_c | -37,4 | -36,4 |

Ці обставини дають змогу припустити, що для зимового періоду для розглядуваної ребристої структури визначення нормативних значень температур по перерізу елементів за спрощеною методикою [78] не відображає основних особливостей процесів теплообміну елементів ребристої структури і, відтак, не може використовуватися як основа для визначення температурного поля і розрахунків зусиль у споруді у зимовий період.

Дослідження особливостей температурних полів елементів ребристої структури градиентні від температурних дій.

Моделювання та розрахунок зусиль у елементах споруди із врахуванням особливостей її роботи під час температурного навантаження.

Розрахунок температурних полів в поперечних перерізах елементів.

Під час розрахунку споруди на температурне навантаження в зимовий період розрахункові значення температур по поперечних перерізах стінки панелей, ребер та стиків панелей, монолітного пояса, ребер жорсткості циліндричної частини оболонки визначали із задач моделювання температурних полів.

Розглядали двовимірну (плоску) стаціонарну задачу теплопровідності для термічно однорідних зон, які відповідають поперечним перерізам ребер і стиків панелей оболонки та стінки панелі. Приймали, що розподіл температури по

поперечному перерізу не залежить від координати X в напрямку вздовж ребра (стику) і є функцією тільки координат Y, Z; впливом температурного поля одного ребра (стику) на температурне поле іншого ребра (стику) нехтували.

Температурне поле моделювали за рівнянням Лапласа. Умови на внутрішній та зовнішній ділянках границі термічної зони задаються як умови вільного теплообміну відповідно:

$$\frac{\partial T}{\partial n} = \alpha_i(t_i - T_i), \quad \frac{\partial T}{\partial n} = \alpha_o(t_o - T_o); \quad (3.1)$$

де t_i, t_o – температура внутрішнього та зовнішнього повітря; α_i, α_o – коефіцієнт конвективного теплообміну внутрішньої та зовнішньої поверхонь; T_i, T_o – температура точок перерізу біля внутрішньої та зовнішньої границь, n – нормаль до границі. Прийняті значення температури повітря всередині та зовні: $t_i = 23 \text{ }^\circ\text{C}$, $t_o = 23 \text{ }^\circ\text{C}$. Значення коефіцієнтів конвективного теплообміну: $\alpha_i = 8.7 \text{ Bm}/(\text{m}^2 \times \text{ }^\circ\text{C})$, $\alpha_o = 23 \text{ Bm}/(\text{m}^2 \times \text{ }^\circ\text{C})$ [87].

Температурні поля для усіх ребер та стиків кожного поперечного перерізу визначили числово, із застосуванням методу скінченних елементів. Результати обчислень розподілу температури по поперечному перерізу ребра жорсткості циліндричної частини оболонки, стику та стінки панелі показано на рис. 3.10, а, по поперечному перерізу ребра та стінки панелі – на рис. 3.10, б. Величина температури подається в $^\circ\text{C}$. Як видно з рисунків, розподіл температури по перерізу стінки та ребра кількісно і якісно істотно відрізняються, розподіл температури по перерізу ребра має нелінійний характер, розподіл температури у стінці панелі – лінійний.

Для застосування в якості навантаження стержневих елементів скінченно-елементної моделі нелінійний розподіл температури по поперечних перерізах ребер піддавався подальшій лінеаризації.

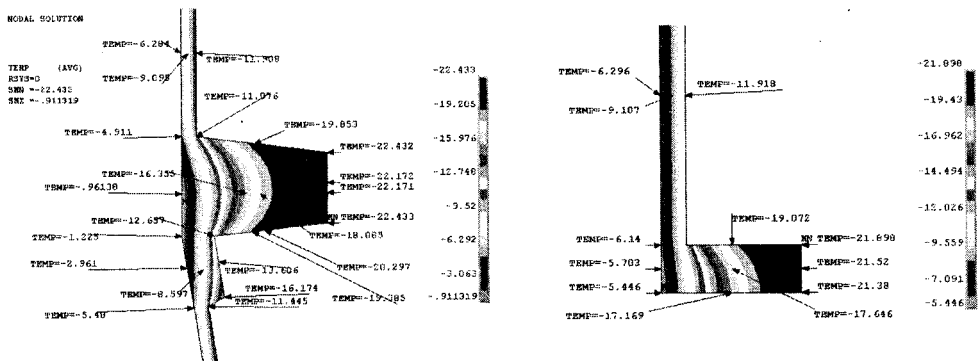


Рис. 3.10. Розподіл температури по перерізу елементів

На підставі обчислених значень температури у окремих точках перерізу, за допомогою інтегрування визначали середні інтегрально-зважені значення температури t_{cv} , t_{cz} відповідно з внутрішньої та зовнішньої ділянок поперечного перетину ребер та середнє інтегрально-зважене значення температури t_{cn} по перерізу ребра. Інтегрували числово.

Лінійна апроксимація температурних деформацій по перерізу стержневих елементів задавалась двома параметрами: температурні деформації стиску-розтягу – середнім значенням температури по перерізу t_{cn} ; температурні деформації згину – перепадом температури $\theta = t_{cz} - t_{cv}$.

Результати обчислень параметрів лінеаризованого температурного поля по перерізу стінки плити і окремих ребер наведені у табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Розподіл температури по перетину конструктивних елементів споруди в зимовий період згідно з результатами моделювання температурних полів

| Компонента | Середні розміри перетину, м | | Температура поверхонь, °C | | | | | |
|---------------------------|-----------------------------|-------|---------------------------|----------|--------------|-----------|------------|--------|
| | | | Інтегрально-розподілені | | Лінеаризація | | | |
| | h | b | t_{cv} | t_{cz} | $t_{внутр}$ | $t_{сер}$ | $t_{зовн}$ | q |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| стінка панелі | | 0.045 | -6.30 | -11.90 | -6.30 | -9.10 | -11.90 | -5.60 |
| горизонтальне ребро | 0.25 | 0.38 | -2.25 | -19.67 | -3.98 | -12.69 | -21.40 | -17.42 |
| вертикальне ребро | 0.25 | 0.27 | -3.96 | -20.55 | -6.18 | -14.48 | -22.77 | -16.59 |
| ребро жорсткості оболонки | 0.45 | 0.31 | -1.66 | -22.26 | -5.70 | -15.99 | -26.29 | -20.59 |

Розрахункова схема споруди та методика розрахунку зусиль в її елементах.

Під час розрахунку споруду загалом розглядали як оболонково-стержневу систему. Панель оболонки розглядали як тонку плиту, ексцентрично з'єднану з ребрами. Стінку панелей та монолітний пояс оболонки описували рівняннями малих деформацій пружних однорідних оболонок.

Ребра панелей і стиків, ребра жорсткості циліндричної частини та верхнього пояса, колонада та ригелі похилої колонади описувались рівняннями малих деформацій пружних прямолінійних стержнів. Закріплення колон на нижньому кінці – защемлення; з'єднання колон з ригелем, ригеля з монолітним поясом, монолітного пояса з панелями, панелей між собою та з ребрами жорсткості оболонки – жорстке.

Статичний та динамічний розрахунки виконували з використанням методу скінченних елементів у переміщеннях із застосуванням техніки суперелементів.

У циліндричній системі координат споруда має регулярну циклічно-симетричну структуру щодо осі обертання і ділиться на 80 однакових сегментів.

Під час розрахунку брали до уваги навантаження від власної ваги конструкцій, від ваги опадів, вітрові, температурні технологічні та температурні кліматичні навантаження для літнього та зимового періодів під час експлуатації та за відсутності експлуатації споруди.

Для числового розрахунку споруди використовували три моделі, які відрізняються одна від одної обсягом врахування симетрії.

Модель А – половина циклічного сегмента споруди. Врахування циклічної симетрії споруди з відповідними граничними умовами симетрії на краях (вертикальних твірних) сегмента. Використовується під час статичного розрахунку на дію навантажень від власної ваги, ваги снігу та температурну дію.

Скінченно-елементну модель А будували з трьох типів скінченних елементів (далі СЕ):

- 1) 4-вузловий ізопараметричний СЕ оболонки типу С.П. Тимошенка з шістьма ступенями вільності у вузлі (3 переміщення і 3 повороти);
- 2) 2-вузловий прямолінійний ермітовий кубічний стержневий СЕ з шістьма ступенями вільності у кожному вузлі (3 переміщення і 3 повороти);
- 3) 2-вузловий абсолютно жорсткий прямолінійний СЕ з шістьма ступенями вільності (3 переміщення і 3 повороти).

Модель враховує ексцентричне зміщення стінки панелі відносно ребер.

У моделі використовується сітка елементів із незначним згущенням внизу оболонки. Монолітний пояс (два нижніх ряди оболонкових СЕ) і стінка панелі моделюється СЕ першого типу, причому для врахування тонкості оболонки використовується методика скороченого інтегрування [51], ребра і стики панелей, ребра жорсткості циліндричної частини та верхнього пояса оболонки, колони та ригелі похилої колони – елементами другого типу. Зміщення середньої площини стінки плити щодо осі ребер та зміщення ребер жорсткості оболонки щодо осі вертикальних ребер забезпечується використанням елементів третього типу.

Модель В – половина споруди. Врахування симетрії споруди щодо вертикальної площини, у якій лежить вектор напрямку вітрового навантаження. Використовується під час статичного розрахунку на дію вітрового навантаження. Значення обвідних зусиль у скінченному елементі репрезентативної половини сегмента за різних напрямів вітру одержували за допомогою вибірки по всіх сегментах моделі з множини скінченних елементів, положення яких збігається з положенням елемента у реперзентативній моделі А половини сегмента;

Модель С – скінченно-елементна модель усієї споруди. Використовується під час розрахунку споруди на власні коливання.

Моделі В і С будували на основі моделі А з подальшим застосуванням техніки суперелементів [99]. Модель А показана на рис. 3.11, а, фрагменти моделі А, В з показаними перерізами елементів та їх взаємним ексцентричним розташуванням показані на рис. 3.11, б, в.

Під час розв'язування системи лінійних алгебраїчних рівнянь застосовували фронтальний алгоритм [105]. Під час динамічного розрахунку власні значення обчислювали з використанням методу ітерацій півпростору [66].

Результати розрахунку зусиль у елементах споруди. На рис. 3.12 показано діаграми максимальних поздовжніх внутрішніх сил у горизонтальних ребрах стиків панелей та ребрах жорсткості оболонки від температурного навантаження, а також, для порівняння, від дії інших навантажень та поєднань.

Номери по осі абсцис вказують на номер яруса панелей, який розташований вище ребра стику. Точки на діаграмі, які відповідають номерам ярусів 8, 9, умовно позначають зусилля у нижньому та верхньому ребрах жорсткості циліндричної вставки відповідно, 12 – зусилля у верхньому ребрі жорсткості оболонки.

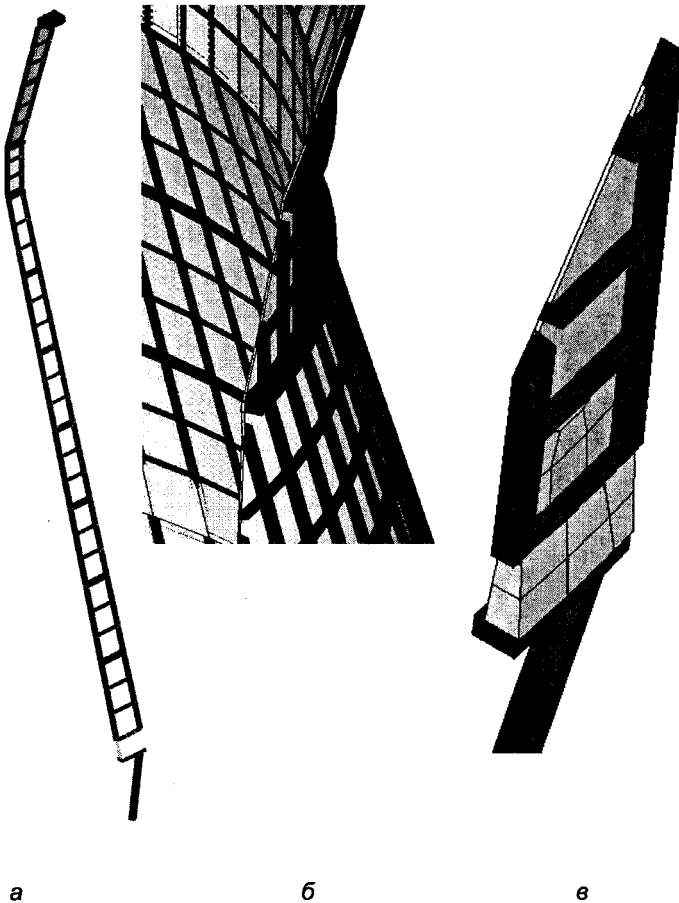


Рис. 3.11. Скінченно-елементна модель

У легенді до діаграми використано такі позначення навантажень та комбінацій: G – зусилля від нормативного навантаження від власної ваги; W_{\max} – максимальні (з врахуванням знака) зусилля від дії нормативного вітрового навантаження (вибірка з 40 напрямів вітру); T_z – зусилля від дії нормативних температурних технологічних та кліматичних навантажень під час експлуатації споруди у зимовий період; R_{\max} – максимальні (з врахуванням знака) зусилля від розрахункового поєднання навантажень під час експлуатації споруди у зимовий період; R_{\max} без експлуатації взимку – максимальні (з врахуванням знака) зусилля від розрахункового поєднання навантажень у разі припинення експлуатації споруди у зимовий період. Величини зусиль подають у ньютонках H .

Необхідно також зауважити, що у разі застосування для опису поведінки оболонки співвідношень теорії безмоментних оболонок, через статичну визначеність задачі, мембранні зусилля від температурної дії дорівнюватимуть нулю, а отже, й величини розрахункових зусиль розтягу у ребрах оболонки будуть значно занижені.

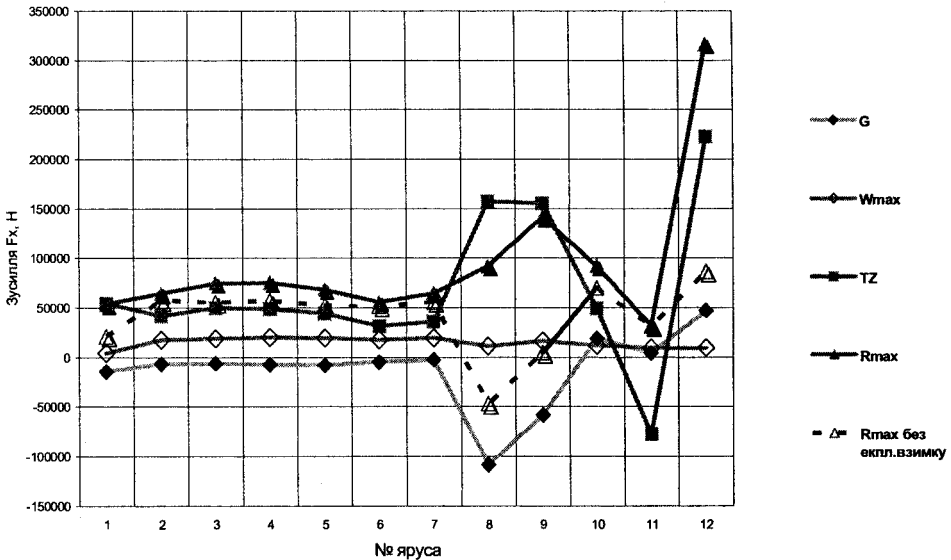


Рис. 3.12. Максимальні зусилля F_x у горизонтальних ребрах стиків

Висновки. На підставі аналізу результатів розрахунків встановлено, що:

- у зимовий період температурне технологічне навантаження зумовлює виникнення істотних розтягувальних поздовжніх зусиль як в горизонтальних ребрах, так у вертикальних ребрах споруди, а також у ребрах жорсткості;
- вказані зусилля виникають за рахунок особливостей температурних полів у поперечному перерізі ребер та стінки плити, за яких температурні деформації теплового розширення у стінці плити в напрямі вздовж ребра більші, ніж відповідні деформації у ребрі;

– у разі дії температурних навантажень на конструктивні елементи ребристої структури необхідно враховувати можливість виникнення додаткових зусиль за рахунок неоднорідності температурного поля по поперечному перерізу елементів.

3.4. Скінченно-елементний аналіз градирні*

На початку 1980-х років була споруджена і здана в експлуатацію градирня № 1 (рис. 3.13) в складі ТЕЦ-6 у м. Києві. Проектували фахівці з Ленінградського відділення Теплоенергопроект [36]. Висота споруди 82 м, максимальний діаметр 68 м. Споруда являє собою монолітну осесиметричну залізобетонну оболонку з ребром жорсткості по верхньому краю, оперту на нахилену колонаду. Товщина оболонки по висоті змінюється від 500 до 170 мм, стінка оболонки має вертикальні потовщення на величину 6 см. По нижньому контуру оболонка жорстко з'єднується з 36 опорними елементами висотою 0,7 м, кожний з яких об'єднує одну пару колон нахиленої колонади.

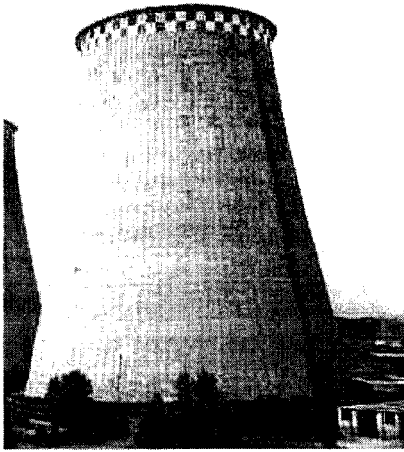


Рис. 3.13. Вигляд споруди

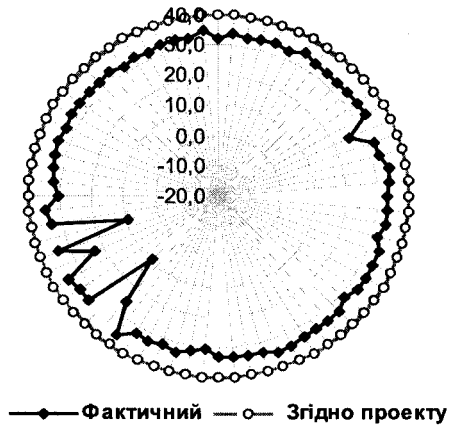


Рис. 3.14. Мінливість початкового модуля пружності бетону колон, МПа

* З розрахунків несучих конструкцій градирні надавав консультації канд. техн. наук, доц. І.З. Бутринський

Спеціалісти науково-проектної фірми “Реконстрпроект” обстежили фактичний стан градирні з інструментальним дослідженням залізобетону несучих конструкцій споруди. У результаті проведених обстежень, зокрема, встановлено відхилення та мінливість міцнісних характеристик бетону від проектних значень у колонах нахиленої колонади градирні. Середня міцність $R_{15,m}$ коливається від 20,84 МПа до 45,32 Мпа, що відповідає класу бетону B15–B35 при проектному класі B32,5, зміна початкового модуля пружності бетону колонади градирні показана на рис. 3.14. Через ці обставини першочерговим завданням був розрахунок зусиль у елементах несучої конструкції градирні із врахуванням істотної мінливості жорсткісних параметрів колон.

Розрахункова схема споруди та методика розрахунку. Припускаючи малий вплив зумовленої ребристими потовщеннями конструктивної ортотропії на жорсткісні параметри і напружено-деформований стан у нижній частині оболонки, під час розрахунку приймали оболонку без ребристих потовщень з еквівалентною приведеною товщиною, змінною по висоті.

Серединна поверхня оболонки градирні вище від відмітки 5,0 м являє собою гіперболічну оболонку обертання. Напружений стан такої оболонки є безмоментним тільки за умови дії вертикального навантаження та відповідного закріплення по нижньому контурі. Розглядувана оболонка зазнає дії вітрового тиску, є пружно защемлена вздовж окремих ділянок нижнього контуру, пружні властивості опор характеризуються неоднорідністю. Внаслідок цих факторів у нижній частині самої оболонки можуть виникати істотні згинні зусилля.

Під час розрахунку оболонка градирні і опорні елементи оболонки описували рівняннями малих деформацій тонких пружних однорідних оболонок. Колони описували рівняннями малих деформацій пружних прямолінійних стержнів. Приймали, що з’єднання стержнів з оболонкою абсолютно жорстке, закріплення стержнів (колон) на нижньому кінці (рівень фундаменту) – жорстке защемлення.

Статичний та динамічний розрахунок виконували з використанням методу скінченних елементів у переміщеннях. У циліндричній системі координат оболонка споруди має регулярну структуру в напрямку кутової координати φ і ділиться на 72 однакових сегменти. Ця обставина була використана для істотного збільшення ефективності обчислювального алгоритму, застосовуючи техніку суперелементів.

Під час розрахунку брали до уваги навантаження від власної ваги конструкцій; вітрові, температурні технологічні та температурні кліматичні навантаження. Для зручності задання вітрового навантаження коефіцієнт k зміни вітрового тиску по висоті та коефіцієнт пульсацій $\zeta = \zeta(z)$ апроксимували степеневими залежностями, коефіцієнт $c = c(\varphi)$ зміни вітрового тиску по кутовій координаті φ зображався рядом Фур’є.

Скінченно-елементну модель будували з чотирьох типів скінченних елементів. Застосовано нерівномірну сітку скінченних елементів (СЕ): у нижній частині – густа сітка з п'яти рядів 8-вузлових ізопараметричних біквдратних СЕ оболонки типу С.П.Тимошенка з шістьма ступенями вільності у кожному вузлі (три переміщення і три повороти); на решті оболонки – сітка із розрідженням догори із чотирьох вузлових ізопараметричних білінійних СЕ оболонки типу С.П. Тимошенка з шістьма ступенями вільності у кожному вузлі. Для спряження різних типів оболонкових елементів використано один ряд оболонкових СЕ редукованої форми, одержаних з 8-вузлового елемента шляхом усунення проміжного вузла посередині однієї сторони. Для врахування тонкості оболонки застосовано методику скороченого інтегрування [51]. Колони моделювали стержневими прямолінійними двовузловими ермітовими кубічними СЕ з шістьма ступенями вільності у кожному вузлі. З'єднували стержневі елементи з оболонковими із використанням абсолютно жорстких прямолінійних 2-вузлових СЕ з шістьма ступенями вільності у вузлі.

На основі описаних типів оболонкових СЕ та абсолютно-жорстких СЕ, за допомогою вилучення внутрішніх вільностей [99], побудовано суперелемент сегмента оболонки, показаний на рис. 3.15, а. На основі 72 суперелементів сегмента побудовано один суперелемент оболонки.

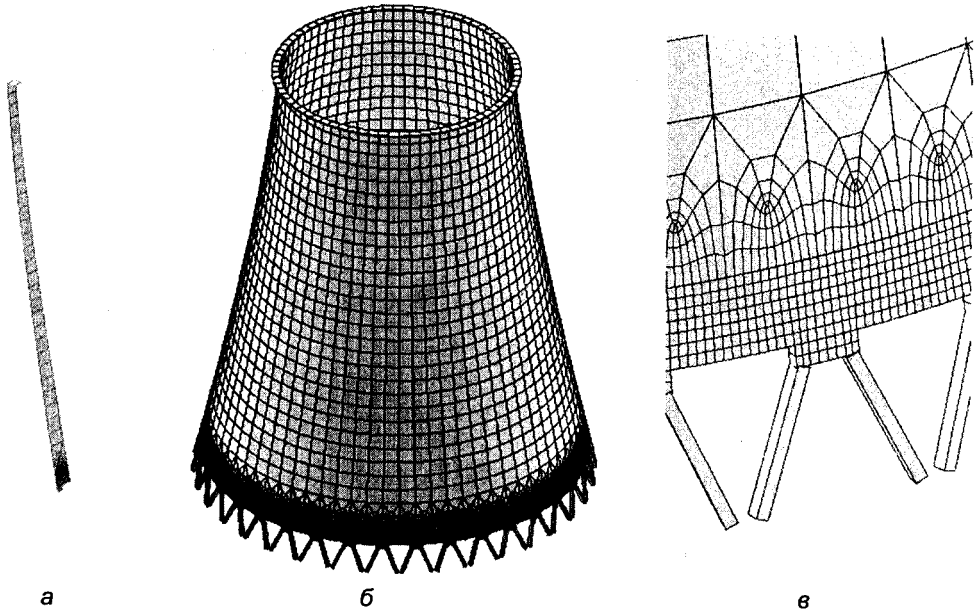


Рис. 3.15. Сітка скінченних елементів моделі

У підсумку, внаслідок процедури вилучення внутрішніх вільностей оболонки, скінченно-елементна модель із 11952 елементів зі ступенем вільності 121614 редукована до одного суперелемента оболонки з ступенем вільності 432 із 72 зовнішніми вузлами, до яких приєднуються 72 стержневих елементи колон.

Сітка елементів дискретизації всієї споруди (внутрішні СЕ суперелемента оболонки та елементи колон) показано на рис. 3.15, б, в.

Різні напрямки вітрового навантаження одержують поворотом суперелемента оболонки щодо колон на кут φ_0 , кратний 10° (крок пари колон).

Під час розв'язування системи лінійних алгебраїчних рівнянь застосовували фронтальний алгоритм [105]. Під час динамічного розрахунку власні значення обчислювали з використанням методу ітерацій півпростору [66].

Числові розрахунки споруди виконували для двох варіантів: 1-й варіант – згідно з проектом – модель споруди із колонами з однаковими жорсткісними характеристиками відповідно до проектної документації; 2-й варіант – згідно з фактичним станом – модель споруди із колонами з жорсткісними параметрами згідно з даними обстеження, поданими раніше.

Розрахунок на власні коливання, необхідний для визначення діючого вітрового навантаження, проводився тільки для моделі згідно з проектом. У результаті розрахунку обчислена перша частота власних коливань становить 1,36 Гц, форма коливань, що відповідає цій частоті, показана на рис. 3.16.

Окрім результати статичного розрахунку зусиль у споруді для двох варіантів моделей подано на рис. 3.17; 3.18. На рис. 3.17 показано діаграми розрахункових значень внутрішніх поздовжніх зусиль у колонах для другого варіанта моделі. Значення зусиль, позначені як R^- та R^+ , відповідають мінімальним та максимальним (з врахуванням знака) зусиллям від дії розрахункових комбінацій навантажень згідно з [78], величина зусиль подається у Ньютонах. У трьох найбільше стиснутих колонах стискальні зусилля становлять 3,07 МН, 3,20 МН, 3,02 МН. Для порівняння, у разі першого варіанта моделі (проектного) розрахункові поздовжні зусилля в усіх колонах однакові і становлять: мінімальні - 2,45 МН (стискальні), максимальні +5,05кН.

На рис. 3.18 подаються еквівалентні розрахункові максимальні зусилля розтягу $\max F_x$ та згинні моменти $\min M_x$, які виникають у нижньому поясі оболонки на висоті 5,18 м у перетинах, нормальних до її паралелей; моменти розтягують зовнішні волокна оболонки.

На рисунку товста чорна крива показує напруження у разі другого варіанта моделі (фактичного стану колон). Товстою сірою кривою показано напруження у разі першого варіанта моделі (проектного). Зусилля $\max F_x$, $\min M_x$ подають відповідно в Н/м та Нм/м.

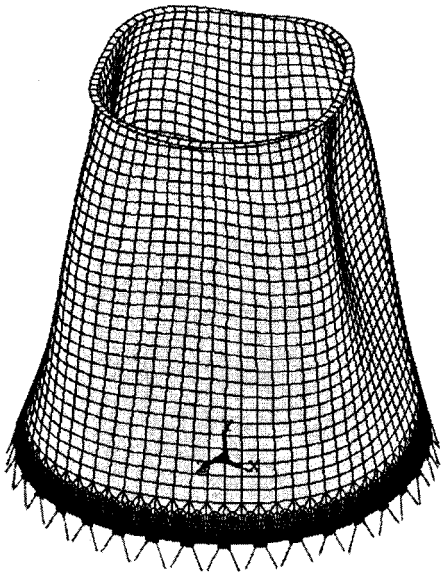


Рис. 3.16. Форма коливань

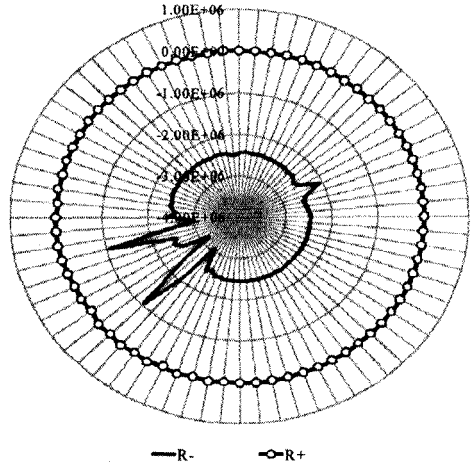
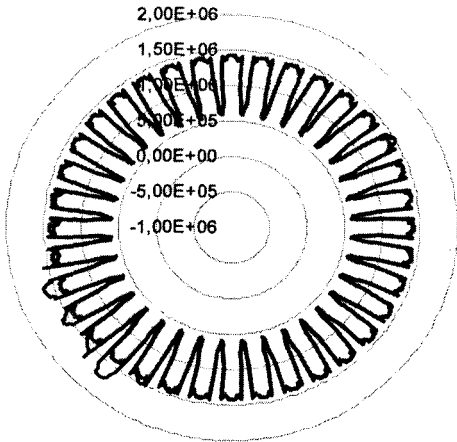


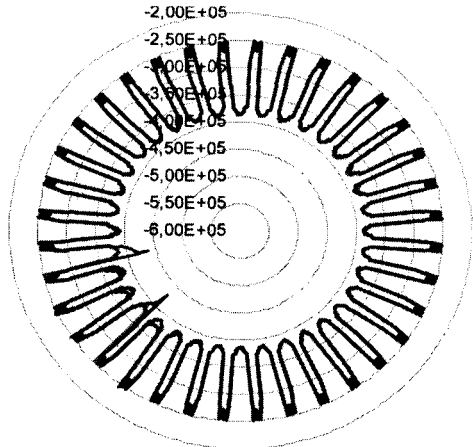
Рис. 3.17. Поздовжні розрахункові зусилля у колонах, Н



max Fx, Н/м

- згідно проекту
- - фактичний стан

а



min Mx, Нм/м

- згідно проекту
- - фактичний стан

б

Рис. 3.18. Епюри розрахункових зусиль у нижньому поясі оболонки

Висновки. Аналіз результатів розрахунку напруженого стану колон та оболонки показує істотне збільшення зусиль та напружень в окремих колонах та перетинах оболонки у разі зміни жорсткісних параметрів матеріалу окремих колон. На підставі числових результатів скінченно-елементного аналізу та міцнісних розрахунків спрогнозовано поведінку споруди та розроблено заходи для забезпечення її подальшої експлуатації.

3.5. Аналіз явища усадки бетону на прикладі колон нахиленої колонади градирні

Розглянуто вплив усадки на розвиток і глибину поширення вертикальних тріщин у бетоні колон діаметром 900 мм нахиленої колонади градирні. Проведений порівняльний аналіз п'яти методів розрахунку усадкових деформацій на прикладі колон градирні. Виконане порівняння результатів теоретичних розрахунків усадкових деформацій з результатами натурних досліджень.

Сьогодні відсутні єдині методики дослідження деформацій повзучості та усадки бетону і визначення відповідних їхніх характеристик. Окремі дослідники застосовують різні, іноді суперечливі, методики та одержують результати, що дуже важко зіставити і ще важче відтворити в контрольних дослідах. Тому доволі актуальним є розроблення простих, наближених методів розрахунку та їх експериментальна перевірка на наявних спорудах. Аналіз експериментальних досліджень несилкових вертикальних тріщиноутворень у збірних колонах нахиленої колонади градирні ст. № 5 на Рівненській АЕС дав змогу проаналізувати вплив усадки на характер технічного стану цих конструкцій.

Розглянуто тріщиноутворення від усадки в затверділому бетоні колон, оскільки саме вона має найбільший вплив на поперечні деформації масивних бетонних і залізобетонних елементів під час їх виготовлення та після тривалої експлуатації. У зв'язку з цим проаналізовано такі методи розрахунку усадкових деформацій:

1. Метод, запропонований СЕВ-FIP “Model Code 1978” і DIN-4227 – алгебраїчна апроксимація. Під час розрахунку прогнозованих усадкових деформацій за цим методом враховується консистенція бетонної суміші, габарити елементів, а також відносна вологість і температура середовища, а збільшення усадкових деформацій розраховують до 10 000 днів (близько 27 років).

2. Метод Бажанта і Панулі, або “BaP-Model” [102, 103]. У цьому методі під час розрахунку прогнозованих усадкових деформацій враховують міцність бетону, кількість складників у бетонному розчині, відносна вологість і температура середовища, габарити елемента, а збільшення усадкових дефор-

мацій розраховують до 10000 днів (близько 27 років). Змінність значень усадкових деформацій у часі в цьому методі пов'язана з часом неповного висусування, що дає можливість використовувати цей метод також для аналізу внутрішніх напружень.

3. Метод, запропонований для застосування в СЕВ-FIP "Model Code 1990". Під час розрахунку за цим методом прогнозованих усадкових деформацій враховуються лише ті дані, які переважно відомі під час проектування, а саме: міцність бетону на стиск, вид цементу, відносна вологість, температура середовища і габарити елемента. У цьому методі збільшення усадкових деформацій враховують до 70 років. Цей метод створено на базі статистичної апроксимації великої кількості дослідних даних з усадкових деформацій.

4. Метод запропонований для застосування в PN-B-03264:2002 [101]. Тут для розрахунку прогнозованих усадкових деформацій застосовують таблиці.

5. Метод запропонований Й. Й. Уліцкім [52]. У цьому методі під час розрахунку прогнозованих усадкових деформацій граничні значення відносної деформації усадки одержують, перемножуючи значення за середніх (нормальних) умов на низку поправних коефіцієнтів, які враховують дію основних чинників – вологості середовища, розмірів (масштабного чинника) і тривалості навантаження.

Розглянуті п'ять методів розрахунку усадкових деформацій дають різні значення відносної деформації усадки бетону, тому теоретичні результати за цими методами порівняли з дослідженнями несилкових вертикальних тріщиноутворень у збірних колонах нахиленої колонади градирні, що наведено нижче.

Загальні відомості про об'єкт дослідження. Робочий проект градирні ст. № 5 було розроблено в Ленінградському відділенні "Атомтеплоэлектропроект" 1984 р. Споруду градирні було передано в експлуатацію 1987 р. Згідно з конструктивним рішенням, витяжна башта градирні складається з оболонки з верхнім збірним кільцем жорсткості та нижнім монолітним опорним кільцем жорсткості, яке спирається на колони нахиленої колонади (рис. 3.19). Висота витяжної башти становить 150 м, радіус башти на відм. +150,00 м – 37,35 м, радіус башти на відм. +10,00 м – 58,75 м. Оболонка башти спирається на 44 пари колон зі збірного залізобетону круглого перерізу $\varnothing 900$ мм і довжиною 11,555 м.

Проектна марка бетону колон *M400*. Марка бетону колон за морозостійкістю *M_{рз}300*. За класифікацією табл. 2 [79] клас бетону колон *B30*. Поздовжнє армування колон 6 \varnothing 25A-III (проектна віддаль до центра арматури 57,5 мм), поперечне спіральне армування \varnothing 12A-I з кроком 250 мм (проектна віддаль до центра арматури 39 мм). Колони нахиленої колонади зароблено в підколонники і вони передають зусилля від оболонки башти на фундамент.

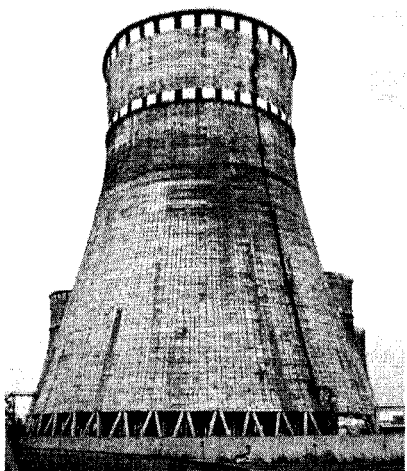


Рис. 3.19. Вигляд градирні

Колони для нахиленої колонади доставили на РАЕС працівники заводу-виробника 1986 р. й згідно з паспортами відповідають вимогам Державного стандарту. 1987 р. колони були змонтовані у нахилену колонаду градирні.

Від часу будівництва градирні до часу обстеження (червень 2002 р.) колон, вони перебували під впливом атмосферних дій. Протягом 15 років, у зв'язку з затримкою введення в експлуатацію блока № 4, градирню ст. № 5 в роботу не вводили і технологічні впливи на колони не діяли.

Під час детального інструментального обстеження технічного стану колон нахиленої колонади градирні ст. № 5

блока № 4 на Рівненській АЕС розглянуті такі питання:

- заміряли приладом ИЗС-10Н за [30] товщину захисних шарів бетону та місця розташування арматури для проведення обстеження бетону колон ультразвуковим приладом УК-14ПМ;
- визначали міцність бетону колон неруйнівним механічним методом за [29], приладом конструкції “Хмельницькпромбуду” та їх статистичне опрацювання;
- перевіряли міцність бетону колон, визначеної неруйнівним механічним методом, ультразвуковим імпульсним методом за [25];
- визначали глибини розповсюдження поздовжніх тріщин у тіло бетону колон;
- аналізували результати інструментальних натурних досліджень;
- обчислювали усадкові деформації за результатами обстежень;
- виконали порівняльний аналіз п'яти методів розрахунку усадкових деформацій на прикладі колон градирні для виявлення впливу усадки бетону на розвиток і глибину поширення вертикальних тріщин;
- порівняно результати теоретичних розрахунків усадкових деформацій з результатами натурних досліджень.

Завдяки детальному інструментальному дослідженню технічного стану колон нахиленої колонади градирні РАЕС після 15 років після вводу її в експлуатацію, визначено фактичні клас “ B_f ” та марку “ M_f ” бетону колон за їх розташуванням у нахиленій колонаді градирні, що відображено на рис. 3.20. Як видно з цієї діаграми, коливання міцнісних характеристик бетону за окремими колонами є від $B32,5 (M400)$ до $B55 (M625)$. Фактичні значення коефіцієнтів

варіацій “ U_f ”, за колонами коливаються від 3,25 % до 14,48 % і у 96,3 % не перевищують нормативне значення $U=13,5\%$ [79], то можна свідчити про задовільний контроль якості бетону під час виготовлення колон.

Детальне інструментальне обстеження технічного стану колон нахиленої колонади градирні показало, що фактична міцність бетону на час обстеження є вища за проєктну $M400$. Загальний статистичний аналіз класу “ B_f ” та марки “ M_f ” бетону в межах усіх колон нахиленої колонади градирні показав: $B_f 42,5$; $U_f=10,3\%$; $M500$. Точність міцнісних характеристики бетону колон, які одержані неруйнівним механічним методом, перевірені ультразвуковим імпульсним методом (рис. 3.20).

Проведена перевірка залежності між показниками міцності бетону R_{15m} , $R_{15.ser}$ та мінімальним часом t_{min} проходження ультразвуку в бетоні колон. На основі одержаних даних побудований графік (рис. 3.21). Одержані апроксимаційні залежності вказують на логічний характер зв'язку ($R^2=0,96$) між розглянутими міцнісними характеристиками бетону та часом проходження ультразвуку в бетоні і підтверджують достовірність міцнісних характеристик бетону одержаним неруйнівним механічним методом.

Проведені обстеження дали можливість визначити фактичні глибини поширення поздовжніх (вертикальних) тріщин у тіло бетону колон (рис. 3.22; 3.23) та визначити, що усадка бетону має значний вплив на розвиток і глибину поширення тріщин у масивних залізобетонних елементах.

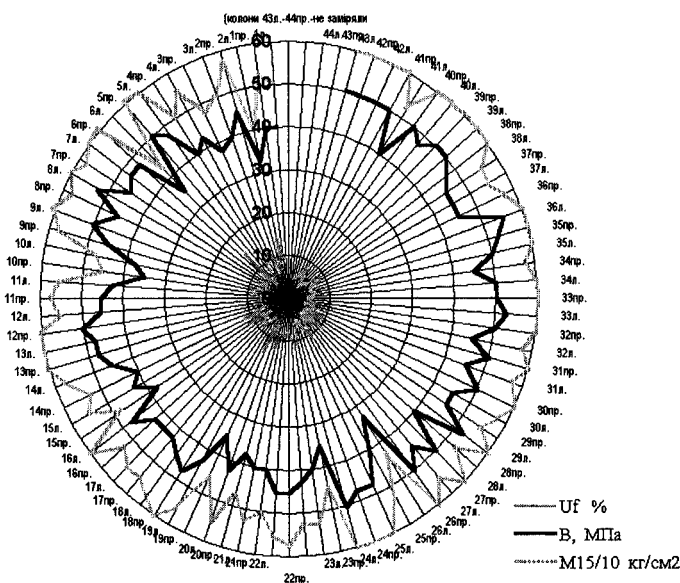


Рис. 3.20. Міцнісні характеристики бетону колон та їхній порядок замірювання в нахиленій колонаді градирні

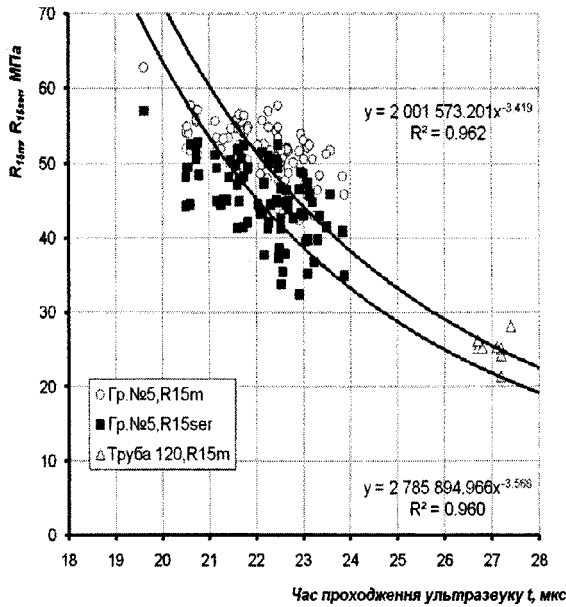


Рис. 3.21. Залежність між міцністю бетону R_{15m} , R_{15ser} та часом проходження ультразвуку t в незруйнованому бетоні колон нахиленої колонади градирні ст. № 5

У подальших розрахунках під час визначення значень прогнозованих усадкових деформацій використовували фактичні значення міцності бетону. Крім того в методі Бажанта-Паулі або “BaP-Model” потрібно врахувати склад бетонної суміші. Розраховували склад бетону згідно з прикладом, поданим у [98], значення проміжних розрахункових коефіцієнтів вибрано з таблиць [98].

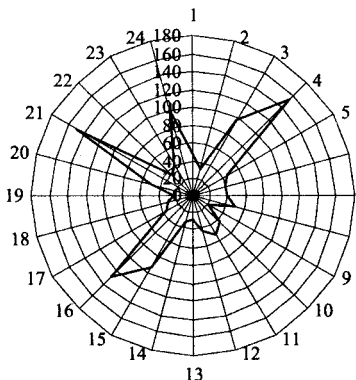


Рис. 3.22. Приклад перерізу колони нахиленої колонади з трьома максимальними поздовжніми тріщинами

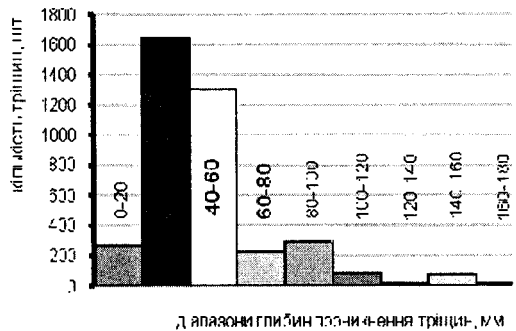


Рис. 3.23. Розподіл кількості поздовжніх тріщин по діапазонах глибини їх проникнення в тіло бетону колон (проектна товщина захисного шару бетону кільцевої арматури – 33 мм)

Порівняння п'яти методів розрахунку прогнозованих усадкових деформацій. Довжину поздовжніх тріщин визначаємо з пропорції (див. рис. 3.24):

$$\frac{l_{mp}}{R} = \frac{\varepsilon_{yc} - \varepsilon_{bt}}{\varepsilon_{yc}}, \quad (3.2)$$

звідки

$$l_{mp} = \frac{\varepsilon_{yc} - \varepsilon_{bt}}{\varepsilon_{yc}} R, \quad (3.3)$$

де ε_{yc} – відносна усадкова деформація; $\varepsilon_{bt} = 10^{-5}$ – відносна деформація бетону на розтяг; R – радіус колони.

Підставивши замість ε_{yc} значення прогнозованих усадкових деформацій, визначені за п'ятьма вищеподаними методами, одержимо значення довжини поздовжньої тріщини для цих методів (рис. 3.25):

- 1) для методу, описаного в “Model Code 1978”, $l_{mp} = 136$ мм;
- 2) для методу, описаного в “Model Code 1990”, $l_{mp} = 228$ мм;
- 3) для методу, описаного в PN-B-03264:2002, $l_{mp} = 262$ мм;
- 4) методи Бажанта-Паулі і Улицького не передбачають виникнення тріщин.

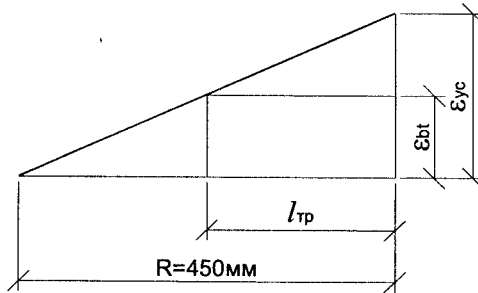


Рис. 3.24. Методика визначення глибин поширення поздовжніх тріщин у тіло бетону елемента круглого поперечного перерізу з $R=450$ мм

Порівняння результатів усієї сукупності одержаних дослідних даних дало змогу проаналізувати розподіл кількості тріщин за глибинами їх проникнення в тіло залізобетонних колон нахиленої колонади. За результатами порівняння теоретичних досліджень з фактичними значеннями глибин поздовжніх тріщин, обрали метод, найкращий для аналізу глибин усадкових тріщин у цих масивних залізобетонних елементах.

Результати порівняння подані на рис. 3.25.

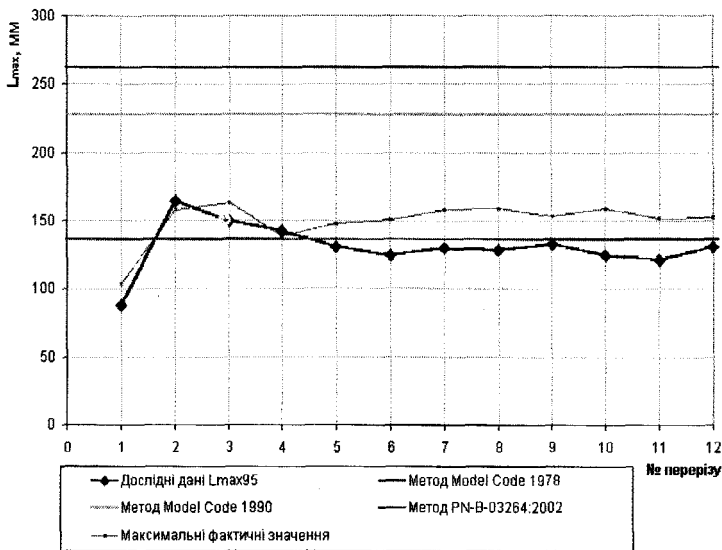


Рис. 3.25. Максимальні значення довжин проникнення поздовжніх тріщин в тіло 12 колон нахиленої колонади

Висновки. Аналіз п'яти методів розрахунку прогнозованих усадкових деформацій показав, що найкращим методом для визначення усадкових деформацій масивних залізобетонних елементів круглого перерізу є метод, поданий в Model Code 1978.

Відхилення теоретичних значень максимальних глибин тріщин, одержаних методом "Model Code 1978" від фактичних, становить 6 %, враховуючи вплив на усадку бетону таких чинників, як: відносна вологість середовища, температура, час експлуатації, міцність бетону, склад бетонної суміші та геометричні розміри поперечного перерізу елемента.

3.6. Вплив поздовжніх усадкових тріщин на особливість роботи колон круглого перерізу

Витяжна башта градирні ст. № 5 Рівненської АЕС складається з оболонки з верхнім кільцем жорсткості, нижнього опорного кільця, яке спирається на 44 пари збірних залізобетонних колон нахиленої колонади. Переріз колон $\varnothing 900$ мм, $L=11,555$ м (рис. 3.26).

Упродовж 15 років, у зв'язку з затримкою вводу в експлуатацію блока № 4, градирню ст. № 5 в роботу не вводили і технологічні впливи на колони не діяли.



Рис. 3.26. Залізобетонні колони нахиленої колони гирині

Метою та завданням досліджень було визначення глибини проникнення поздовжніх та поперечних тріщин у тіло залізобетонних колон нахиленої колони гирині.

Під час інструментального обстеження колон ультразвуковим імпульсним методом визначені глибини проникнення поздовжніх (рис. 3.27) та поперечних тріщин у тіло залізобетонних колон нахиленої колони гирині.

Ультразвукове прозвучування бетону колон виконували по рівнях та напрямках, які показані на рис. 3.27. Для замірювань використовували прилад УК-14ПМ з базою 120 мм УППР-2м для поверхневого прозвучування.

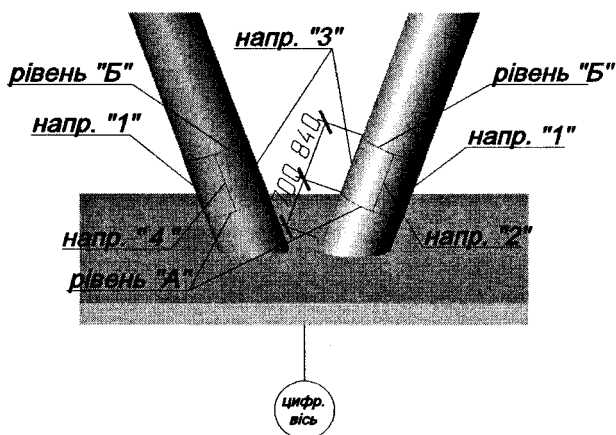


Рис. 3.27. Рівні та напрямки прозвучування колон

Опрацьовано одержані дослідні дані по глибинах проникнення усадкових тріщин $h_{ср}$ в тіло 84 залізобетонних колон нахиленої колони гирині (за загальної їх кількості 88). Загальний аналіз даних наведено в табл. 3.3.

Аналіз дослідних даних засвідчив, що у процентному співвідношенні максимальна глибина проникнення усадкових поздовжніх тріщин у колонах нахиленої колони гирині досягає 20 % від діаметра колони.

Аналіз напрямків поширення поздовжніх усадкових тріщин у бетоні колон показав, що вони схоластично розподіляються у радіальному напрямку колон. Так, в колоні № 6Л зафіксовано дві, а в колоні № 40Пр – три напрямки максимальних поздовжніх тріщин (рис. 3.28).

Таблиця 3.3

| Фіксовані діапазони глибин $h_{стг}$ проникнення тріщини в тіло з/б колон, мм | Відношення глибин $h_{стг}$ проникнення тріщин до діаметра колон 900 мм, % | Кількість тріщин у діапазоні їх проникнення в тіло 84 колон, % | Загальна кількість тріщин та дефектів, які проникли в тіло 84 колон з їх поверхні, % |
|---|--|--|--|
| 0-20 | 2,22 | 6,95 | 100 |
| 20-40 | 4,44 | 41,77 | 93,05 |
| 40-60 | 6,66 | 33,15 | 51,28 |
| 60-80 | 8,88 | 5,83 | 18,13 |
| 80-100 | 11,11 | 7,50 | 12,30 |
| 100-120 | 13,33 | 2,09 | 4,80 |
| 120-140 | 15,55 | 0,43 | 2,71 |
| 140-160 | 17,77 | 1,82 | 2,28 |
| 160-180 | 20,00 | 0,46 | 0,46 |

У роботі [12], на прикладі колон градирні, оброблені дані обстеження колон по глибинах фактичного проникнення в них усадкових тріщин та виконаний порівняльний аналіз п'яти методів розрахунку усадкових деформацій.

Результати порівняння показали, що найкращим методом для визначення максимальних усадкових деформацій в обстежених залізобетонних колонах діаметром 900 мм є метод, запропонований СЕВ-FIP "Model Code 1978".

Мета експериментальних досліджень – спроба оцінити роботу колон за станом їх максимального усадкового тріщиноутворення.

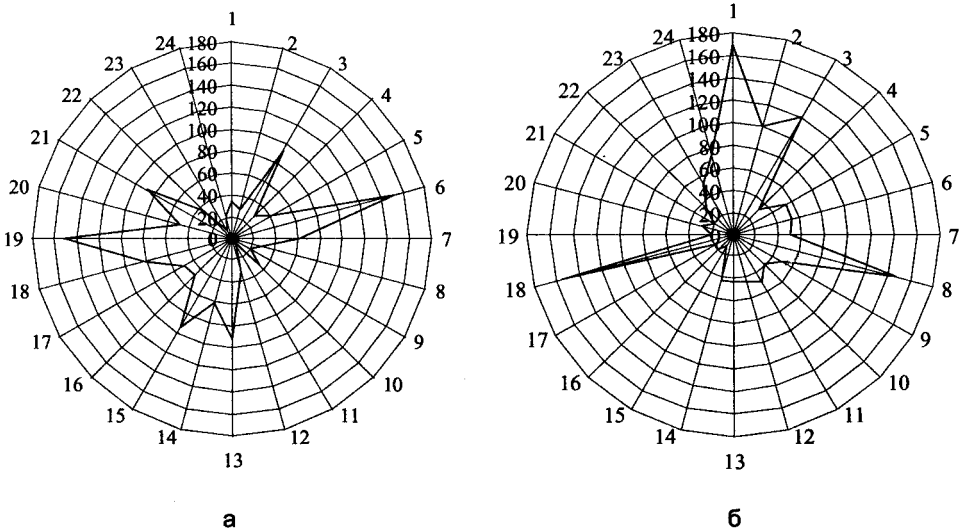


Рис. 3.28. Перерізи колон з поздовжніми тріщинами:
а – №6-ліва – з двома; б – №40-права – з трьома

Завданням досліджень є те, як впливає кількість поздовжніх усадкових тріщин з максимальною глибиною їх проникнення в колони круглого перерізу на їхню несучу здатність та перерозподіл поперечних поверхневих деформацій у бетоні колон без поперечного їх армування та з ним.

Розроблена програма досліджень, в яку увійшли п'ять колон однакового поперечного перерізу $\varnothing=135$ мм, довжиною $L=1000$ мм. Усі п'ять колон забетоновані в вертикальному положенні та розпалублені через 28 діб після бетонування.

Виготовлено п'ять зразків колон: К-1 – бетонна без тріщин, К-2 – бетонна з двома вертикальними тріщинами, розташованими одна навпроти одної по периметру, К-3 – бетонна з трьома вертикальними тріщинами, розташованими рівномірно по периметру, К-4 – бетонна без тріщин армована тільки спіральною кільцевою арматурою з кроком 75 мм по висоті колони, К-5 – бетонна з трьома вертикальними тріщинами, розташованими рівномірно по периметру та армована тільки спіральною кільцевою арматурою з кроком 75 мм по висоті. Фіксовані тріщини в усіх колонах мають глибину 20 мм і утворені металевими стрічками $\delta=0,5$ мм.

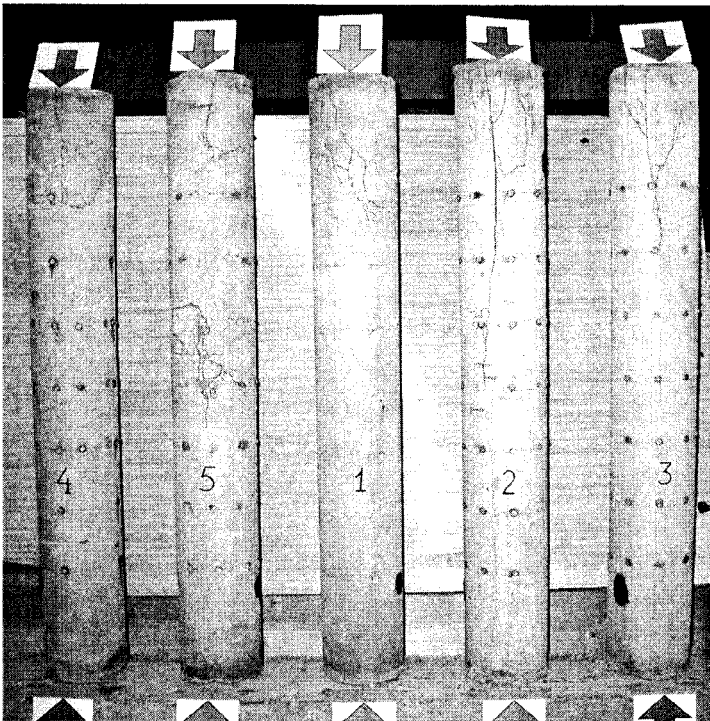


Рис. 3.29. Експериментальні зразки колон К-1, К-2, К-3, К-4, К-5 після випробування

Колони випробування на центральне стискування на пресі № 1343 ГОСТ 8985-73, тип П-250. Фактичний клас бетону колон В10, коефіцієнт варіації 3,5 %. Теоретична несуча здатність колони, як для центрально стиснутого елемента, становить $N_u=15117$ кгс. Вигляд експериментальних зразків колон К-1, К-2, К-3, К-4, К-5 після випробування наведений на рис. 3.29. Деякі дані по експериментальних колонах наведені у табл. 3.4.

Таблиця 3.4

Характеристики експериментальних колон

| Серія | Марка колони | Кількість поздовжніх тріщин | Ø та крок поперечної арматури | Руйнівне навантаження, F_u , кгс | Відносна несуча здатність, % |
|-------|--------------|-----------------------------|--|------------------------------------|------------------------------|
| 1 | К-1 | 0 | 0 | 16250 | 100,00 |
| | К-2 | 2 | 0 | 15875 | 97,69 |
| | К-3 | 3 | 0 | 16000 | 98,46 |
| 2 | К-4 | 0 | Ø2.2 мм, s=75 мм, $\sigma_u=522$ МПа | 16375 | 100,77 |
| | К-5 | 3 | | 16250 | 100,00 |

Для колони К-2 несуча здатність зменшилася по відношенню до К-1 на 2,31 %, для К-3 – на 1,54 %, для К5 по відношенню до К-4 – на 0,77 %.

З аналізу даних табл. 3.4 можна зробити висновок, що руйнівні навантаження п'яти колон практично однакові незалежно від їх конструктивних особливостей.

На рис. 3.30 наведені середні значення поздовжніх $\epsilon_1 \times 10^{-5}$ та поперечних $\epsilon_2 \times 10^{-5}$ деформацій бетону залежно від навантаження F_i для п'яти дослідних колон.

Аналіз залежностей " $F_i - \epsilon_2$ " на графіку (рис. 3.30) показує, що непряме спіральне армування зменшує поперечні деформації бетону при осьовому стиску колон, стримуючи поперечні напруження розтягу, як між тріщинами, так і в межах фіксованих тріщин. З графіка зрозуміло, що приблизно з рівня $F_i/F_u > 0.6$ в роботу долучається непряме армування, зменшуючи поперечні деформації колон К-4 і К-5. Водночас, в бетонних колонах К-1, К-2, К-3 поперечні деформації продовжують збільшуватись. Це призводить до появи нових тріщин та до розкриття фіксованих поздовжніх тріщин, де спостерігається концентрація поперечних деформацій.

Аналіз залежностей " $F_i - \epsilon_1$ " на графіку (рис. 3.30) показує, що непряме спіральне армування зменшує поздовжні деформації бетону при осьовому

стиску колон. Так, порівнюючи залежність " $F_i - \epsilon_1$ " для колон К-1 та К-4, очевидно, що поздовжні деформації бетону колони К-4 з рівня $F_i/F_u > 0.8$ менші за поздовжні деформації в колоні К-1 за рахунок долучення в роботу непрямого армування. До рівня $F_i/F_u > 0.8$ характер залежностей " $F_i - \epsilon_1$ " для колон К-1 та К-4 практично збігається.

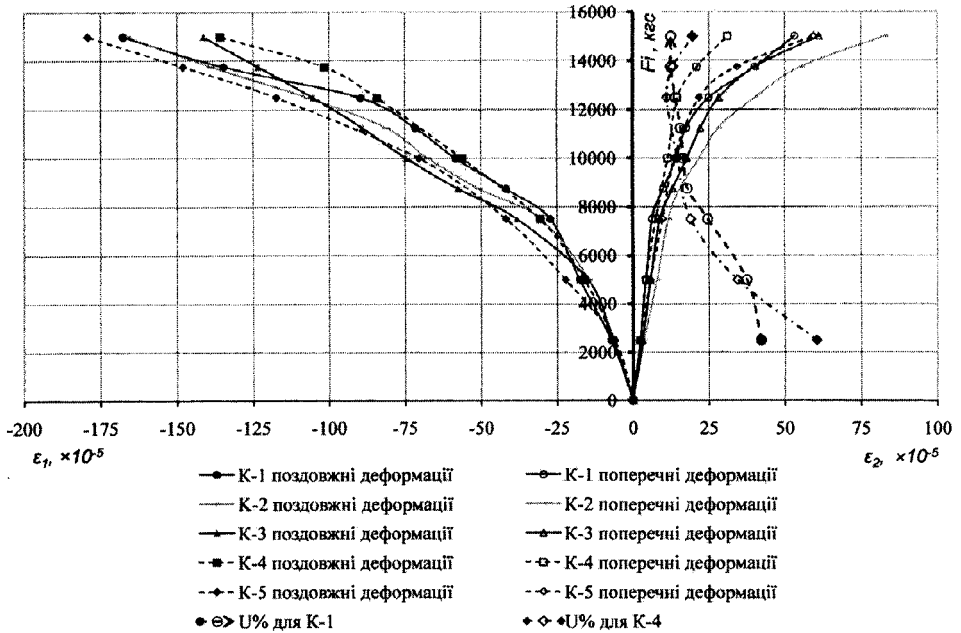


Рис. 3.30. Залежності середніх значень поздовжніх $\epsilon_1 \times 10^{-5}$ та поперечних $\epsilon_2 \times 10^{-5}$ деформацій бетону від навантаження F_i

Порівняння залежностей " $F_i - \epsilon_1$ " для колон К-1, К-2, К-3 засвідчує, що у разі однакових значень F_i спостерігається збільшення поздовжніх деформацій колон за збільшення кількості поздовжніх фіксованих тріщиноутворень у перерізах бетонних колон. Така сама тенденція спостерігається під час порівняння залежностей " $F_i - \epsilon_1$ " для колон К-4 та К-5 з непрямым армуванням.

У разі збільшення F_i на колони К-1 та К-5 в їхніх перерізах всі поперечні деформації бетону, які заміряні на семи рівнях колон (рис. 3.31), поступово вирівнюються. Про це свідчить зменшення коефіцієнтів варіації U під час збільшення F_i .

З кільцевих графіків (рис. 3.31) бачимо характер поперечного деформування колон залежно від кількості поздовжніх тріщин та непрямого армування.

Характерною особливістю, відзначеною під час аналізу дослідних даних, є те, що сумарні поперечні деформації бетонної колони з двома фіксованими тріщинами перевищують сумарні поперечні деформації колони з трьома

фіксованими поздовжніми тріщинами. Причиною може бути рівномірніший перерозподіл напружень, в об'ємі бетону у разі збільшення концентраторів напружень, рівномірно розташованих по периметру колони.

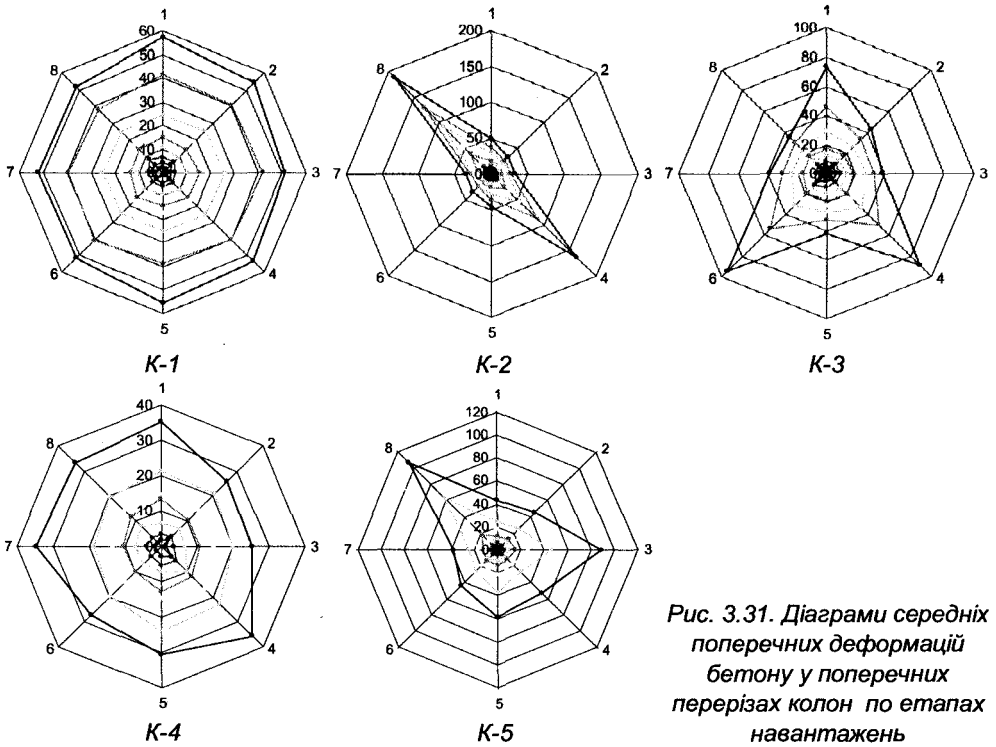


Рис. 3.31. Діаграми середніх поперечних деформацій бетону у поперечних перерізах колон по етапах навантажень

У результаті проведених досліджень виявлено деякі особливості, пов'язані з деформативністю колон з дефектами від усадки. Зокрема виявилось, що значення поперечних та поздовжніх деформацій у залізобетонних колонах з поздовжніми фіксованими тріщинами залежать від кількості та рівномірності розташування концентраторів напружень по периметру колон.

Поперечні деформації колони з двома поздовжніми тріщинами виявилися більшими, ніж в ідентичній колоні з трьома такими тріщинами. Цей зв'язок можна пояснити перерозподілом напружень в об'ємі бетону та остаточно не вивченою залежністю об'ємних деформацій за наявності початкових дефектів залізобетонних елементах, які працюють на стиск.

Виявлено вплив непрямого армування та його долучення в роботу за навантажень, близьких до нормативних. Такий тип армування протидіє поперечному деформуванню взірців, частково сприймаючи розтягувальні напруження, які спричиняють поздовжнє тріщиноутворення, у результаті пере-

вищення міцності та граничних деформацій бетону на розтяг. Непряме армування понижує поперечні деформації, що позитивно впливає на довговічність конструкцій.

Поздовжнє прозвучування колон ультразвуковим пристроєм відбувалося по її довжині після кожного етапу навантаження.

Аналіз часу проходження ультразвукових хвиль через тіло колон, показав, що під час випробовування на стиск, армованих спіральною арматурою колон, структурні зміни в середині бетону в межах $0,32F_u-0,80F_u$ є менш інтенсивними, ніж у колонах без армування. Потім можна зробити висновок, що прийняте непряме армування позитивно впливає на зменшення поперечних деформацій в колонах.

З одержаних експериментальних даних бачимо, що вивчення перебігу процесів поперечної усадки та спричинена ними кількість поздовжніх тріщиноутворень у перерізах бетонних та залізобетонних колон значного діаметра є доволі важливим.

Необхідні подальші дослідження впливу явища усадки на напружено-деформований стан конструкції колон, для розроблення методики розрахунку таких конструкцій з врахуванням впливу усадкового тріщиноутворення, яке передусім впливає на їхню довговічність. Варто враховувати, що явище усадки – це не тільки видимі тріщиноутворення від усадкових деформацій бетону, але також зрівноважений внутрішній напружений стан у цьому бетоні.

Необхідно виявляти додаткові фактори, які виникають у бетонних та залізобетонних стиснутих елементах. Так, згідно з [59] під час пропарювання по “повному” режимі, тобто, коли після пропарювання досягається міцність бетону не менша 80 % від проектної міцності, деформації усадки і повзучості трохи нижчі від деформацій бетону природного тужавіння.

У наявних нормативних документах поперечна арматура круглих колон значного діаметра встановлюється з конструктивних вимог для забезпечення стійкості поздовжньої робочої арматури, кількість цієї арматури на усадкові деформації в бетоні не враховується навіть конструктивно.

Досліди показали, що несуча здатність колон практично не залежала від кількості усадкових поздовжніх тріщин.

Внаслідок усадкових деформацій у колонах градирні утворилася значна кількість поздовжніх і поперечних тріщин, які є причиною корозії арматури. У деяких місцях колон можна побачити оголену поперечну арматуру. Тому необхідно нанести ефективне захисне покриття на арматуру та бетон колон нахиленої колонади градирні, яке забезпечить довговічність експлуатації конструкції. Загальна площа зовнішньої поверхні колон нахиленої колонади градирні 400 м^2 .

Проведені дослідження виявили нові особливості роботи колон з поздовжніми усадковими тріщинами та окреслили напрямок вдосконалення теорії залізобетону.

Висновки. Залежно від рівня навантаження колон відбувається випадковий перерозподіл поперечних деформацій по усадкових тріщинах та бетону між тріщинами.

Перерозподіл поперечних деформацій бетону залежить від кількості усадкових тріщин у поперечному перерізі колон і відбувається за різними схемами, від чого і залежить кінцева довговічність колон.

Визначений вплив кількості поздовжніх фіксованих усадкових тріщин та непрямого армування на характер перерозподілу поздовжніх та поперечних деформацій у експериментальних колонах під час їх поетапного навантаження.

3.7. Реконструкція водоохолоджувального пристрою градирні № 2 на Зуївській ТЕС

Впровадження в градирнях сучасних високоефективних полімерних матеріалів для їх водоохолоджувальних пристроїв – основного технологічного елемента градирні, забезпечує значне підвищення ефективності роботи градирень та зменшує навантаження на несучі конструкції цих градирень, що забезпечує збільшення (продовження) терміну їх експлуатації.

Генеральний проектувальник градирні № 2 Зуївської ТЕС – Ленінградське відділення інституту “АТОМЕНЕРГОПРОЕКТ”.

Баштова градирня № 2 ТзОВ “СХІДЕНЕРГО” на Зуївській ТЕС, м. Зугрес Донецької області, введена в експлуатацію у 1993 р.

Згідно з конструктивним рішенням, витяжна башта градирні складається з оболонки з верхнім збірним кільцем жорсткості та нижнім монолітним опорним кільцем жорсткості, яке спирається на колони нахиленої колонади (рис. 3.32). Висота витяжної башти становить 150 м, радіус башти на відм. +150,00 м – 37,35 м, радіус башти на відм. +10,00 м – 58,75 м. Оболонка башти спирається на 44 пари колон зі збірного залізобетону. Колони нахиленої колонади зароблені в підколонники і передають зусилля від оболонки башти на фундамент.

Від часу будівництва градирні до часу реконструкції (2008 р.) вона практично перебувала в робочому стані.

Дослідження напружено-деформованого стану оболонки градирні виконали автори роботи [57].

Коллективне науково-виробниче підприємство “СПЕЦВИСОТРЕМБУД” у 2002 р. виконало ремонтні роботи її оболонки [97]. Вигляд одного з дефектних ярусів бетонування після зняття пухкого бетону з північної сторони оболонки градирні показано на рис. 3.33 (ярус на відм. +122 м).

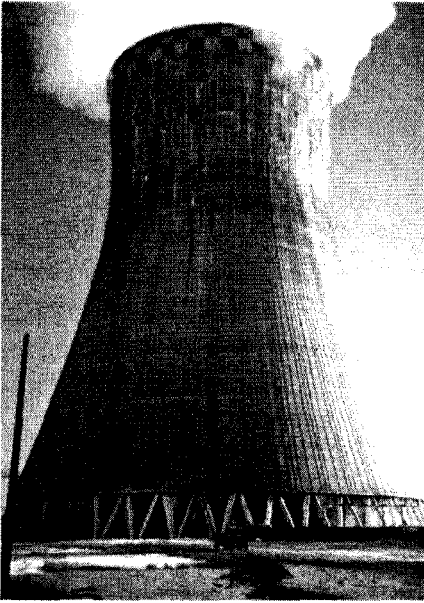


Рис. 3.32. *Вигляд градирні № 2*

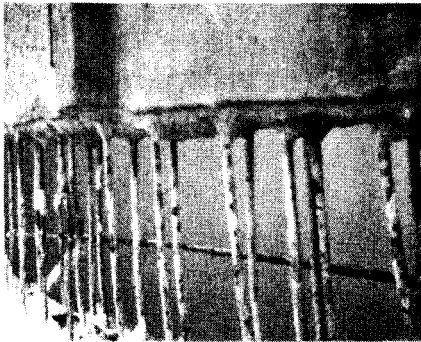


Рис. 3.33. *Вигляд на дефектний ярус (відм. +122 м) бетонування після зняття пухкого бетону з північної сторони оболонки градирні*

периферійній частині градирні, – демонтовано). Висота азбестоцементних листів становить 1,2 м, відстань у просвіті між азбестоцементними листами становить 25 мм.

Два верхніх яруси решітчастого зрошувача виконано з поліетиленової сітки. Рулонні блоки використовуються з початку експлуатації градирні. Під час експлуатації градирні решітчастий зрошувач конструкції фірми Бальне-Дюр було звернуто в рулони і демонтовано через інтенсивне заростання його накипом. З решіток демонтованого зрошувача (як тимчасове рішення) були

Принципова схема системи циркуляційного водопостачання (СЦВ) Зуївської ТЕС є оберненою до можливості охолодження циркуляційної води в двох баштових градирнях та трисекційному бризкальному басейні.

Система водорозподілення градирні № 2 виконана напірною. Магістральні та робочі трубопроводи системи водорозподілення виконані сталевими. Діаметр магістральних трубопроводів становить від 426 мм до 1420 мм, а робочих 219 мм та 159 мм. На робочих трубопроводах системи водорозподілення встановлено 9420 штук сопел з перфорованим чашковим відбивачем. Діаметр вихідного отвору сопла становить 28 мм. Напрямок розбрикування води – догори. Для промивання кінцевих ділянок робочих трубопроводів встановлено 260 промивних сопел. Обпирання робочих та магістральних трубопроводів здійснюється на спеціальну балкову клітку, яка передбачена для цього.

Відносна позначка осі робочих та магістральних трубопроводів становить +13,900 м.

Зрошувальний пристрій градирні виконано комбінованим. Нижній ярус зрошувача виконано з плоских азбестоцементних листів, які попередньо зібрані в блоки (верхній ярус азбестоцементного зрошувача, який був встановлений по

виготовлені блоки зрошувача типу ОП-5 і встановлені на градирню. Загальна висота полімерного зрошувача становить в середньому 0,6 м.

Азбестоцементний зрошувач обпирається на залізобетонну балкову клітку з відстанню між балками 1,5 м, а полімерний – безпосередньо на азбестоцементний. Відносна позначка низу азбестоцементного зрошувача становить +11,100 м, а полімерного – +12,300 м.

Водовловлювач градирні виконано полімерним блоковим з поліпропілену типу напівхвиля виробництва фірми 2H Plast (проектний зрошувач з ПВХ було демонтовано).

Блоки водовловлювача спираються на залізобетонну балкову клітку з проміжними сталевими балками. Відстань між залізобетонними балками становить 1,5 та 2,0 м. Відносна відмітка установки низу водовловлювача +16,050 м.

Причини реконструкції градирні пов'язані з тим, що:

- спостерігається інтенсивне заростання накипом двох верхніх ярусів решітчастого зрошувача та азбестоцементного зрошувача в просвіті 25 мм між азбестоцементними листами;

- у зимову пору утворюється обледеніння нижнього опорного кільця жорсткості та нахиленої колонади градирні через відсутність конструкції відриву води від їх внутрішніх поверхонь (рис. 3.34);

- необхідність зняття постійних та тимчасових навантажень від старого азбестоцементного зрошувача висотою 2,40м з залізобетонних балок шириною 200 мм, на які він спирається, у зв'язку з їх технічним станом;

- детальні теплотехнічні випробування градирні № 2 виконали спеціалісти з налагоджувальної організації ЗАТ “ТЕХЕНЕРГО” в липні – серпні 2006 р. Результати теплотехнічних випробувань показали, що фактична температура охолодженої води в градирні на 1,2 °С вища від нормативного значення для градирні з азбестоцементним зрошувачем висотою 2,5 м.



Рис. 3.34. Обледеніння нижнього опорного кільця жорсткості та нахиленої колонади градирні

Беручи до уваги вище зазначені дані і умови, було прийняте рішення провести капітальний ремонт з елементами реконструкції градирні № 2 на Зуївській ТЕС і розпочати розроблення робочої документації.

Основні параметри та конструктивні рішення під час реконструкції градирні.

Прийняті основні параметри реконструкції градирні, на ній буде змонтований зрошувач типу HWT NC20 з висотою зрошувача 900 мм, який дасть змогу досягнути температуру холодної води $26,20 \pm 0,2$ °С, що на 2 °С нижча від нормативної характеристики для градирні з азбестоцементним зрошувачем висотою 2,5 м.

Два шари плоских азбестоцементних плит зрошувача градирні повинні бути демонтовані і замінені високопотужним зрошувачем з синтетичних матеріалів. Наявні бетонні балки зрошувача будуть використані надалі для підтримки нових елементів для охолодження градирні. Для підтримки нового зрошувача потрібно дооснастити градирню додатковими підтримувальними балками.

Передбачається напірна система водорозподілення градирні. Розрахункова номінальна витрата води на градирню становить 72 тис. м³/рік. Нова система водорозподілення повинна забезпечити витрату води на градинню від 65 тис.м³/рік до 90 тис.м³/рік. У разі номінальної витрати води на градирню середній напір води перед водорозбризувальними соплами становитиме 1,1 м, у разі мінімальної – 0,9 м, а максимальної, відповідно – 1,8 м.

Розробляючи робочу документацію (РД) на капітальний ремонт водоохолоджувального пристрою градирні № 2 були максимально враховані вимоги технічного проекту фірми HEWITECH (Німеччина), оскільки гарантійні зобов'язання з охолоджувальної здатності градирні після ремонту водоохолоджувального пристрою надає фірма HEWITECH як постачальник зрошувача та сопел.

ЗАТ “ТЕХЕНЕРГО” були прийняті нові технічні рішення під час розроблення робочої документації на реконструкцію градирні. Розробленою робочою документацією передбачається під час проведення капітального ремонту водоохолоджувального пристрою градирні, заміна старого азбестоцементного зрошувача на ефективніший, встановлення сучасних водорозбризувальних сопел з нижнім напрямком розбризування, заміна пошкоджених робочих трубопроводів.

Під час капітального ремонту водоохолоджувального пристрою градирні № 2 передбачається виконати демонтаж наявних полімерного та азбестоцементного зрошувачів, демонтаж робочих трубопроводів системи водорозподілення, патрубків приєднання робочих трубопроводів до магістральних та трубопроводів кільцевого зимового обігрівання. Для виконання робіт

передбачається тимчасовий демонтаж водовловлювача градирні з його подальшим встановленням після закінчення ремонтних робіт на градирні.

Відповідно до завдання, на розроблення робочої документації на капітальний ремонт водоохолоджувального пристрою градирні, передбачається таке:

- встановлення сталених робочих трубопроводів системи водорозподілення. Заміна наявних патрубків магістральних трубопроводів на нові з фланцями. Обладнання робочих трубопроводів системи водорозподілення соплами типу “U” (виробник фірма HEWITECH GmbH & Co KG, Німеччина) з нижнім напрямком розбризкуванням води;

- встановлення чотирьох поворотних затворів на магістральних трубопроводах;

- встановлення блокового полімерного сітчастого зрошувача типу NC-20 (виробник фірма HEWITECH GmbH & Co KG, Німеччина) в два яруси загальною висотою 0,9 м, а на периферії градирні в три яруси висотою 1,35 м на спеціальну балкову клітку з металевих швелерів;

- ущільнення периферійної частини градирні між зрошувачем та внутрішньою стінкою оболонки витяжної башти градирні виконати полімерною плівкою товщиною 1 мм, щоб уникнути нажходження холодного повітря і пов’язаного з цим зменшення потужності.

Після виконання капітального ремонту водоохолоджувального пристрою градирні система водорозподілення градирні повинна забезпечити витрату води на градирню від 70 тис. м³/год до 90 тис. м³/рік. Згідно з гарантією постачальника елементів водоохолоджувального пристрою градирні № 2 фірми HEWITECH GmbH & Co KG у разі номінальної витрати води на градирню 72 тис. м³/рік, вона забезпечить температуру охолодженої води 26,0±0,2 °С при: перепаді температур – 9,0 °С; температурі повітря по “сухому” термометру – 23,5 °С; температурі повітря по “мокрому” термометру – 17,4 °С; барометричному тиску – 1,013 мбар.

З врахуванням рішень, прийнятих в ТЕО “Зуївська ТЕС”, для підтримки нового зрошувача необхідно дооснастити наявні залізобетонні балки зрошувача додатковими підтримувальними сталевими балками. Розміри монтажних елементів блокового полімерного сітчастого зрошувача типу NC-20 такі: 0,45(*h*)×0,6(*b*)×0,91(*L*) м. Вага одного блока 6,5 кг. Об’єм блока 0,2457 м³. Блоковий зрошувач встановлюється в два яруси загальною висотою 0,9 м, а на периферії градирні у три яруси загальною висотою 1,35 м на спеціальну сталеву балкову клітку. Загальна кількість блоків на зрошувач 40293 штук.

У зв’язку з поставленою задачею, автори у співпраці з Науково-проектною фірмою “Реконстрпроект” був розробили проект сталеві балкової клітки (рис. 3.35) для підтримки елементів нового зрошувача. Монтажні елементи

балкової клітки запроєктовані для їх виготовлення у заводських умовах і монтажу у проектне положення з урахуванням їх стикування на зварці в межах залізобетонних балок. Довжина монтажного елемента не більше ніж 6 м. За схемою роботи монтажні елементи – це чотирипрольотні нерозрізні балки з прольотом 1,5 м, що відповідає кроку залізобетонних балок.

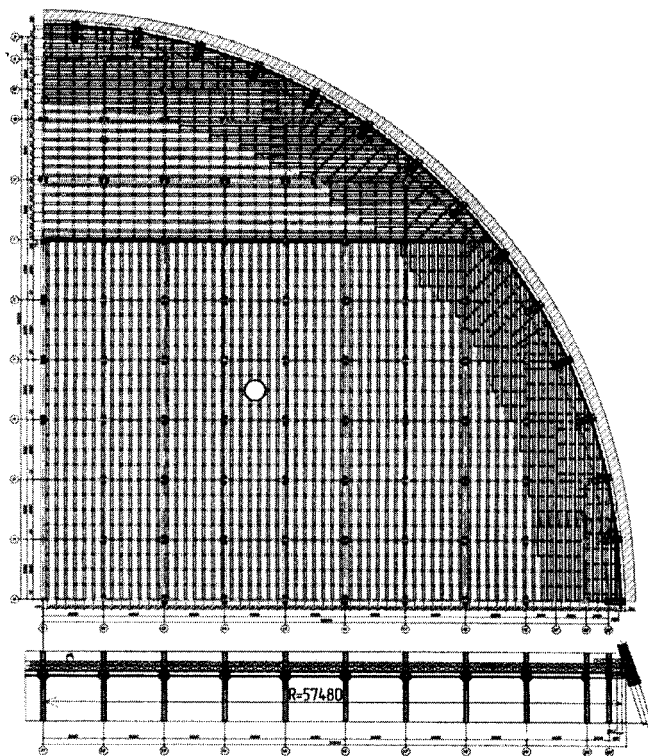


Рис. 3.35. Балкова клітка під новий зрошувач

Виконані за [40, 79, 90] розрахунки показали, що переріз сталевих балок можна прийняти зі швелерів № 8 за ДСТУ 3436-96. Відстань між осями спарених сталевих балок у центрі градирні 912 мм. По периферійній частині градирні, між осями спарених та одинарних сталевих балок – 406 мм.

Для забезпечення стійкості балок на опорах вони розкріплені вставками зі швелерів № 8, які приварюються по периметру. По радіусу $R=57,48$ м, вперше встановлені обв'язувальні сталеві балки з огороженням для фіксації полімерних блоків від зсуву за межі полімерної плівки ущільнення периферійної частини градирні. Обв'язувальні балки спираються на радіальні балки, опорами яких є периферійні колони каркаса зрошувача та сталеві столики, які закріплені

хімічними анкерами фірми HILTI, на внутрішній залізобетонній стінці оболонки витяжної башти градирні. Загальна витрата сталі на балкову клітку під зрошувач 217,5 т.

Висновки. Реконструкція градирні та введення її в експлуатацію виконані у 2008 р.

Порівняння техніко-економічних показників до та після реконструкції градирні показало, що: розрахункова продуктивність градирні по воді: до ремонту – 80–100 тис.м³/рік, а після ремонту – 65–90 тис. м³/рік; площа зрошення до ремонту – 10000 м², а після ремонту – 10374 м²; витрата води на градирню (номінальна) – 72 тис. м³/рік; температура гарячої води, яка поступає на градирню, 35,0 °С; перепад температур води – 9,0 °С; температура охолодженої води після градирні 26,0±0,2 °С.

Встановлення блокового полімерного сітчастого зрошувача типу NC-20 істотно зменшило навантаження на несучі конструкції внутрішнього каркаса градирні.

Застосування полімерних матеріалів замість азбестоцементу позитивно вплинуло на покращення екологічного стану в районі розташування Зуївської ТЕС.

3.8. Досвід обстеження, підсилення та ремонту оболонки збірної ребристої залізобетонної біконічної градирні

Після тривалого безексплуатаційного періоду, автори у співпраці з НПФ “Реконстрпроект” виконали комплексне обстеження фактичного стану збірної ребристої біконічної градирні № 4 висотою 55 м на Дарницькій ТЕЦ у м. Києві (рис. 3.36).

Градирня має збірну залізобетонну біконічну оболонку з циліндричною вставкою та верхнім ребром жорсткості. Нижнє ребро жорсткості оперте на нахилену колонаду. Висота споруди 55 м, максимальний діаметр – 49 м. Сама оболонка змонтована з 400 залізобетонних панелей (10 ярусів по 40 панелей в кожному ярусі) трапецієподібної форми, довжиною 5,2 м та змінної ширини.

З виконаного обстеження, технічного стану оболонки градирні ст. № 4 можемо зробити такі висновки:

1. Ребристі плити оболонки градирні (близько 30 років, до її зупинки) експлуатували під одностороннім впливом технологічної води та її парів (з внутрішнього боку) та під атмосферними впливами та значними температурними перепадами упродовж року у цьому кліматичному районі.

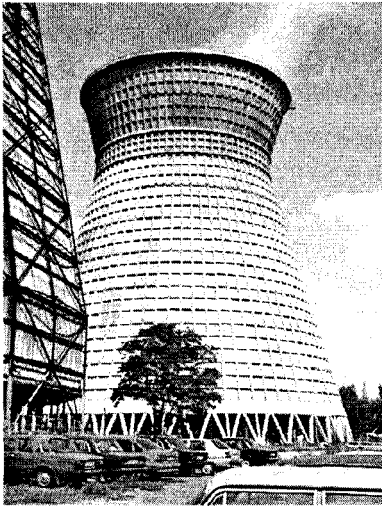


Рис. 3.36. Збірна ребриста біконічна градирня

2. Вік бетону градирні під час обстеження 42 роки;

3. Повітряне середовище можна вважати “слабко-агресивним” щодо залізобетону, “середньо-агресивним” щодо металоконструкцій та відкритої арматури.

4. Технологічна вода в градирні класифікується як „неагресивна” щодо бетону і “середньоагресивна” щодо металоконструкцій та відкритої арматури.

5. Проектна марка бетону $M300$, віднесена до міцності кубів $20 \times 20 \times 20$ см, згідно з чинними на час проектування нормативними документами. Проектний клас “В” бетону ребристих плит оболонки за класифікацією табл. 2 СНиП 2.03.01-84* становить $B25$. Умовна проектна марка бетону, віднесена до

міцності кубів $15 \times 15 \times 15$ см, становить $M315$.

6. Враховуючи статистичне опрацювання фактичних міцнісних характеристик бетону ребристих плит оболонки, можна засвідчити, що по окремих плитах клас “В” бетону коливається від $B30$ до $B50$, марка бетону, віднесена до кубів $15 \times 15 \times 15$ см, коливається від $M375$ до $M600$, що свідчить про значне коливання його міцності по окремих перерізах плит і про задовільний, недостатній контроль якості бетону під час виготовлення конструкцій. Фактичний мінімальний клас $B30$ та марка $M375$ бетону вищі за проектні значення $B25$ та умовну марки бетону $M315$.

7. Виконане загальне статистичне опрацювання даних міцнісних характеристик бетону ребристих плит оболонки засвідчило, що фактичний мінімальний клас “В” (марка “М”) бетону $B30$ ($M375$) за загального коефіцієнта варіації $U=14,3\%$, що більше від проектного класу $B25$ та умовної марки бетону $M315$. Це значить, що при 28-добовому віці клас та марка бетону ребристих плит була дещо вища за проектну. Для статичних розрахунків можна прийняти клас бетону ребристих плит оболонки $B30$.

8. Вплив техногенних та атмосферних дій на бетон з достатньо високими показниками міцності за час експлуатації градирні відбувався передусім за рахунок корозії арматури за малої фактичної товщини захисного шару бетону. Захисний шар бетону робочої арматури ребристих плит коливається у значному діапазоні 10–60 мм. Менші значення характерні для бокових граней ребер плит, більші – для їхніх верхніх граней.

9. У місцях елементів плит оболонки градірні, де товщина захисного шару недостатня, за рахунок корозії арматури, утворюються тріщини, паралельні по напрямку арматури з подальшим відшаруванням захисного шару з об'ємом, який залежить від місця розташування прокородованої арматури (площина полицки плити, кут ребра тощо).

10. Основною причиною деградації бетону конструкцій оболонки є прояви фізичної форми корозії. Вона пов'язана з дією на зволожений бетон знакозмінних температур упродовж року. Ці процеси випереджають корозійне пошкодження арматури, якщо вона має достатній захисний шар бетону.

11. Захисний шар бетону арматури сіток в полицках ребристих плит коливається у значному діапазоні 0 – 12, 14 мм. Менші значення характерні для зовнішніх граней полицок плит, де немає фіксуючого стержня $\varnothing 12$, $\varnothing 14$ мм для забезпечення захисного шару бетону сітки. Там, де є такі стержні, якими фіксували зовнішній захисний шар (12, 14 мм) арматури сіток, на них насамперед проявляється корозійне пошкодження (рис. 3.38)

12. Під час виготовлення плит не виконане центральне розташування арматурних сіток в перерізі полицок плит. Фактично, вертикальна арматура сіток полицок виходить на зовнішню поверхню полицок, або має захисний шар 0–14 мм, тобто менше від проектного 18,5 мм. Проектні арматурні сітки в полицках ребристих плит виконані з арматури $\varnothing 4$ А-І з постійним кроком комірки 200×200 мм.

13. Закладні деталі суміжних плит об'єднуються металевими накладками товщиною 8 мм, у зв'язку з цим у площинах верхньої та нижньої граней можна було забезпечити товщину захисного шару бетону накладок тільки 7 мм, що недостатньо для захисту їх від корозійних процесів. Фактично, товщина захисного шару 15–20 мм на значній площині металу виконана торкретбетоном у вигляді напластування, яке виходить за грані плит на 8 –13 мм (рис. 3.39). Прийняте рішення недосконале за рахунок недостатньої адгезії звичайного торкретбетону до металу навіть у разі ретельного оброблення його поверхні.

14. Верхні грані усіх горизонтальних ребер на семи ярусах (рис. 3.37) плит мають ухил $9,1^\circ$ до полицок плит, що призводить до скупчення води та льоду на їх поверхні і призводить до активізації корозії бетону та робочої арматури, яка спостерігалася у значній кількості плит оболонки.

15. Зовнішня робоча арматура $3\varnothing 8$ А-І двох середніх горизонтальних ребер плит місцями прокородувала на глибину 0,4–0,8 мм з утворенням шаруватої іржі.

16. Зовнішня робоча арматура $2\varnothing 8$ А-І верхніх та нижніх горизонтальних ребер плит місцями прокородувала на глибину 0,5–1 мм з утворення шаруватої іржі, в місцях деякі з цих стержнів прокородовані на 100 %

17. Армування елементів збірних ребристих плит оболонки П-1, П-2, П-3, П-4 (товщина ребер 250 мм, армування симетричне) таке: крайніх вертикальних ребер – 6Ø14 А-I; середнього вертикального ребра – 8Ø14 А-I; верхнього горизонтального ребра – 4Ø8 А-I; двох середніх горизонтальних ребер – 6Ø8 А-I; нижнього горизонтального ребра – 4Ø8 А-I, 6Ø8 А-I – тільки для П-1.

18. Армування елементів збірних ребристих плит оболонки П-5, П-6, П-7 (товщина ребер 200мм, армування симетричне) таке: крайніх вертикальних ребер – 6Ø8 А-I; середнього вертикального ребра – 8Ø8 А-I; верхнього горизонтального ребра – 4Ø8 А-I; двох середніх горизонтальних ребер – 6Ø8 А-I; нижнього горизонтального ребра – 4Ø8 А-I.

19. Армування елементів збірних ребристих плит оболонки П-8 (загальна товщина ребер 200 мм, верхнього та нижнього горизонтальних ребер 450 мм, армування симетричне) таке: крайніх вертикальних ребер – 6Ø8 А-I; середнього вертикального ребра – 8Ø8 А-I; верхнього горизонтального ребра – 10Ø12 А-I; двох середніх горизонтальних ребер – 6Ø8 А-I; нижнього горизонтального ребра – 10Ø12 А-I.

20. Армування поперечною арматурою всіх каркасів ребер однакове – 2Ø6 А-I, крок 200 мм.

21. Проектне армування практично збігається з фактичним армуванням плит оболонки.

Висновки з обстеження конструкцій оболонки. На основі ретельного огляду залізобетонних конструкцій оболонки можна зробити висновок, що найважливіша небезпека для її статичної роботи є втрата зчеплення бетону та арматури зі зменшенням площі перерізу бетону до 25 % та арматури в результаті її корозії. Ці дефекти виникають у зв'язку з прогресуючою корозією арматури та дією холодної конденсованої води у місцях робочих швів між ребристими плитами та тріщин в їх полицках.

Оболонка загалом перебуває у стані III – непридатному до експлуатації (в елементах конструкцій спостерігаються дефекти та пошкодження, які свідчать про зниження їх несучої здатності. Відшарування захисного шару робочої арматури, корозія бетону, корозія поздовжньої та поперечної арматур) Деякі з виявлених дефектів в елементах несучих конструкцій зовнішньої поверхні оболонки градирні наведені на рис. 3.37–3.40.

Дані для обстеження викладені у зведених таблицях технічного стану та обсягів основних видів дефектів по всіх елементах конструкції оболонки градирні, що достатньо для розроблення документації з їх ремонту. Фактичні обсяги ремонтних робіт з основних видів дефектів по оболонці градирні коригуються за рахунок використання розроблених технологічних карт на ремонт, підсилення та захисне покриття елементів конструкцій оболонки градирні з використанням матеріалів Sika.

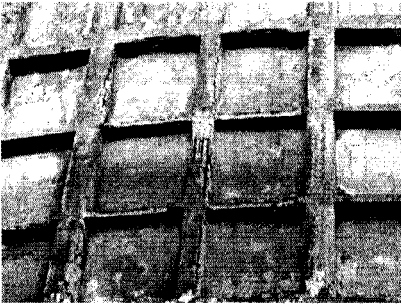


Рис. 3.37. Руйнування горизонтальних і вертикальних ребер з оголенням та корозією робочої арматури в плиті третього ярусу

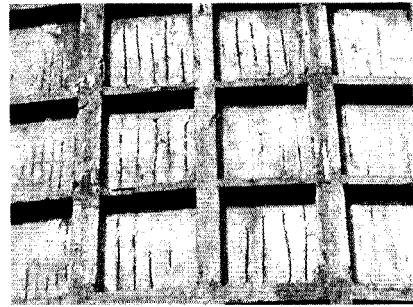


Рис. 3.38. Руйнування захисного шару бетону полицок ребристих плит четвертого ярусу з оголенням та корозією арматурних стержнів, якими фіксували зовнішній захисний шар (12, 14 мм) арматури сіток



Рис. 3.39. Руйнування торкрету, оголення та корозія закладних деталей вертикального стику ребристих плит другого ярусу

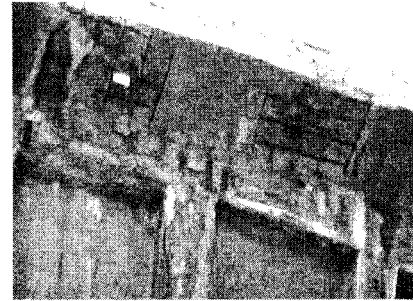


Рис. 3.40. Руйнування захисного шару бетону, оголення і корозія арматури та закладних деталей на верхньому ребрі жорсткості на відм. +55,1 м

Для розроблення проекту реконструкції з підсиленням конструктивних елементів градині першочерговим завданням був розрахунок зусиль та з'ясування фактичної несучої здатності елементів споруди. Було звернено увагу на особливості роботи конструкції за температурних технологічних та кліматичних навантажень споруди у зимову пору.

Під час розрахунку споруду загалом розглядали як оболонково-стержневу систему. Панель оболонки розглядали як тонку плиту, ексцентрично з'єднану з ребрами. Стінка панелей та монолітний пояс оболонки описували рівняннями малих деформацій пружних однорідних оболонок. Ребра панелей і стиків, ребра жорсткості циліндричної частини та верхнього поясу, колонада та ригелі похилої колонади описувались рівняннями малих деформацій пружних прямолінійних стержнів. Закріплення колон на нижньому кінці – защемлення; з'єднання колон з ригелем, ригеля з монолітним поясом, монолітного поясу з панелями, панелей між собою та з ребрами жорсткості оболонки – жорстке.

У розрахунку конструкції градирні брали до уваги такі навантаження: власна вага, вага опадів, вітрові, температурні технологічні, температурні кліматичні для літнього та зимового періодів експлуатації та за відсутності експлуатації споруди.

З аналізу результатів розрахунків встановлено, що:

– у зимовий період температурне технологічне навантаження зумовлює виникнення істотних поздовжніх зусиль розтягу в горизонтальних ребрах, а також у ребрах жорсткості споруд подібного типу, під час проектування розглядуваної споруди ці зусилля не враховані;

– вказані зусилля виникають за рахунок особливостей температурних полів у поперечному перерізі ребер та стінки плити, за яких температурні деформації теплового розширення у стінці плити в напрямі вздовж ребра більші, ніж відповідні деформації у ребрі;

– у разі дії температурних навантажень на одну з поверхонь конструктивних елементів ребристої структури з несиметрично виступаючими ребрами і значної різниці товщини ребер та стінки необхідно додатково враховувати можливість виникнення зусиль за рахунок неоднорідності температурного поля по поперечному перерізі елементів.

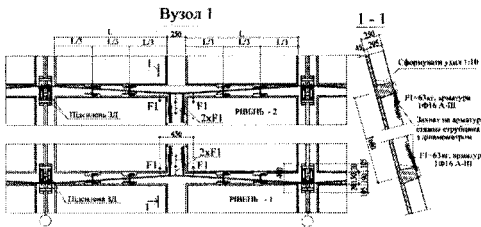
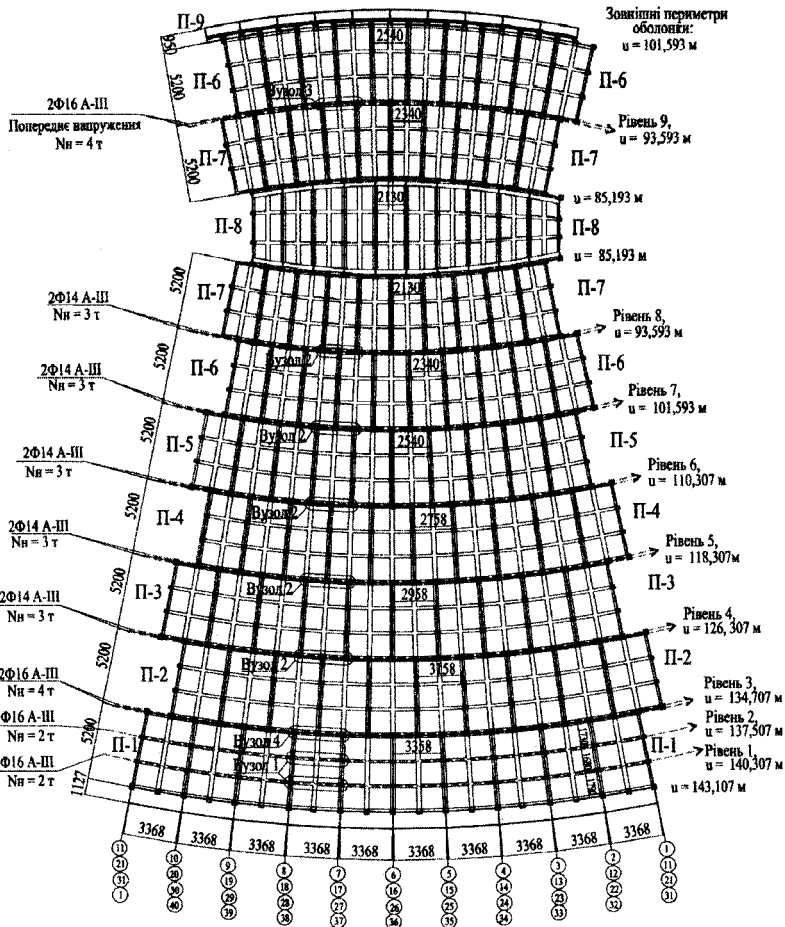
Необхідно також зауважити, що у разі застосування для описування поведінки оболонки градирні співвідношень теорії безмоментних оболонок, через статичну визначеність задачі, мембранні зусилля від температурної дії дорівнюватимуть нулю і величини розрахункових зусиль розтягу у ребрах оболонки будуть значно занижені.

Технологія ремонту та підсилення зовнішньої поверхні оболонки. Підвищення надійності елементів будівельних конструкцій оболонки градирні та ліквідацію в ній дефектів здійснювали ін'єктуванням тріщин, поверхневим ремонтом з обов'язковим поверхневим захистом від деградації бетону і корозії арматури та металу елементів закладних деталей згідно з розробленими технологічними картами на ремонт, та захисне покриття збірної біконічної оболонки та інших елементів градирні ст. № 4 АК "Дарницька ТЕЦ" з використанням матеріалів Sika.

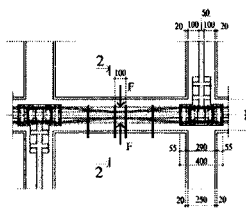
Для розроблення робочого проекту підсилення збірної біконічної оболонки градирні використали одержані за розрахунком поздовжні внутрішні зусилля у горизонтальних та вертикальних ребрах плит та ребрах жорсткості оболонки.

Автори запропонували конструктивні рішення з введенням попереднього напруження нової кільцевої арматури (рис. 3.41) замість прокородованої наявної арматури для попередження тріщиноутворень у бетоні плит та розкриття вертикальних швів між збірними ребристими панелями.

Конструкції підсилення оболонки та інших елементів градирні запроєктовані згідно з вимогами чинних нормативних документів. Перед ремонтом та підсиленням зовнішньої поверхні оболонки градирні виконали підсилення та ремонт колон нахиленої колони градирні. Ремонтували колони нахиленої колони та оболонки градирні матеріалами Sika.



Вузли: 2, 3, 4
Рівні підсилення: 3-9



2 - 2 (для вузлів 2, 4)



2 - 2 (для вузла 3)



Рис. 3.41. Підсилення горизонтальних стикових ребер плит оболонки. Вузли: 1, 2, 3, 4 долучення в роботу кільцевої арматури

Ремонт ділянок руйнування бетону в полицках збірних залізобетонних плит. Під час проведення ремонту зовнішньої поверхні оболонки (до ремонту внутрішньої поверхні оболонки), приймали такі рішення з ремонту полицки.

У зонах руйнування полицки, які не виходять за межі вертикальних та горизонтальних ребер збірних залізобетонних плит, виконували такі роботи: очищали та підготовлювали оголену арматуру; прокородовану арматуру дублювати арматурними стержнями аналогічного або більшого діаметра і класу; наносили антикорозійний захист (Sika® Mono Top 610) на очищену арматуру; у разі крізних ділянок руйнування бетону полицки, з внутрішньої поверхні оболонки ставили та закріплювали опалубку; на бокові поверхні отвору наносили клеючий розчин (Sika® Mono Top 610) та наносили торкрет на зону руйнування полицки і на всі прилеглі до цієї зони ділянки зовнішньої поверхні оболонки, де був зруйнований бетон або виконували ремонт вручну Sika® Mono Top 612 чи Sika® Mono Top 614 залежно від товщини шару, який потрібно нанести.

Ремонт зовнішньої поверхні оболонки. Ремонт зовнішньої поверхні оболонки та захист попередньо напруженої арматури підсилення виконували в такій послідовності (рис. 3.42–3.44):

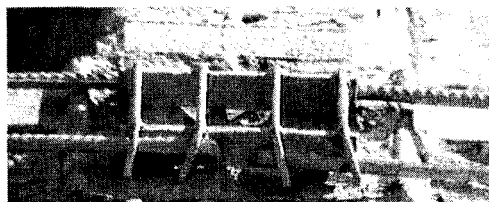


Рис. 3.42. Анкерування кільцевої напруженої арматури на підсиленних закладних деталях панелей



Рис. 3.43. Елемент, підсилений напруженою арматурою між закладними деталями стикування панелей

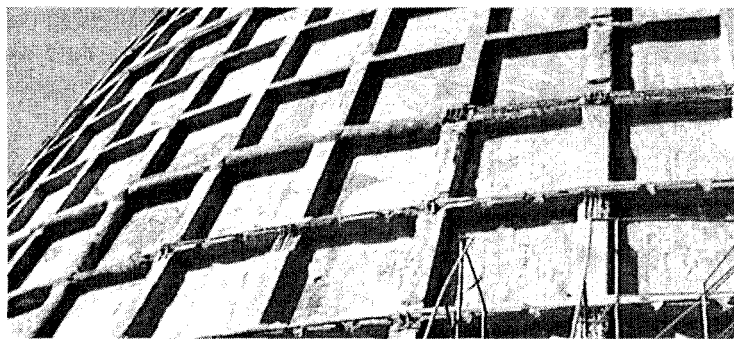


Рис. 3.44. Підсилені горизонтальні ребра плит оболонки допученою в роботу кільцевою арматурою (вузли: 1, 2, 4–див. рис. 3.41)

– очищали ділянки зовнішньої поверхні оболонки від зруйнованого бетону та бетону, що відшарувався;

– очищали закладні деталі та з'єднувальні накладки збірних залізо-бетонних плит;

– монтували закладні деталі підсилення оболонки градирні на закладні деталі оболонки;

– монтували горизонтальну кільцеву арматуру підсилення без її провисання (криві стержні не використовували) по окремому замкнутому периметру оболонки з початковою її фіксацією виступаючою арматурою закладних деталей з подальшим приварюванням арматури до закладних деталей підсилення; стики горизонтальної арматури підсилення виконували так, щоб вони не були розташовані ближче ніж 150 мм до закладних деталей підсилення і не перебували в центральних зонах стержнів, де здійснювали натяг та фіксацію арматури підсилення після її натягу; площа стику арматури підсилення повинна бути паралельною до площини оболонки;

– під час монтажу горизонтальної арматури підсилення, до виконання її попереднього натягу на арматуру підсилення одягали хомути та зафіксували їх на вищерозташованому арматурному стержні в'язальним дротом; монтаж і натяг арматури розпочинали з нижньої частини оболонки; після монтажу всієї горизонтальної арматури виконували її натяг по одному повному периметру оболонки; для долучення арматури в роботу, зусилля натягу в одному арматурному стержні: $\varnothing 14$ А-III – $N_{14}=15,4$ кН=1,54 т; $\varnothing 16$ А-III – $N_{16}=20,1$ кН=2,01 т;

– значення зусиль зустрічного стягування подвійних стержнів, в яких виконується попередній натяг:

- для досягнення зусиль $N_{16}=20,1$ кН=2,01 т в кожній одинарній арматурі $\varnothing 16$ А-III першого та другого рівнів, яка розташована для зручності стягування дзеркально у вузлі 1 (рис. 3.41), стягували між собою зустрічним зусиллям $F_{16}=0,63$ кН=63 кг;

- для досягнення зусиль $N_{16}=20,1$ кН=2,01 т в кожній арматурі $\varnothing 16$ А-III, подвійні стержні арматури у вузлах – 3 та 4 (рис. 3.41) стягували між собою зустрічним зусиллям $P_{16}=1,27$ кН=127кг;

- для досягнення зусиль $N_{14}=15,4$ кН=1,54 т в кожній арматурі $\varnothing 14$ А-III, подвійні стержні арматури у вузлі – 2 (рис. 3.41) стягували між собою зустрічним зусиллям $P_{14}=0,97$ кН=97 кг;

- натяг виконували на окремих ділянках (між закладними деталями, поступово, по повному замкнутому периметру оболонки, попередній натяг арматури зафіксували хомутами;

– виконали ремонт внутрішньої поверхні оболонки;

– очищали та підготували закладні деталі, з'єднувальні накладки збірних залізобетонних плит і закладні деталі підсилення під нанесення захисного покриття Icosit 277;

– наносили на поверхню закладних деталей та з'єднувальних накладок збірних залізобетонних плит і закладних деталей підсилення захисне покриття з двох шарів Icosit 277;

– очищали і підготовлювали до антикорозійного захисту оголену арматуру плит та попередньо напружену арматуру;

– наносили антикорозійний захист (Sika® Mono Top 610) на арматуру;

– наносили торкрет на всі зруйновані і очищені ділянки бетону, зокрема горизонтальні ребра плит, де розташована попередньо напружена арматура, та всі горизонтальні ребра плит для утворення ухилу 1:10 на їх верхні грані (на поверхні оболонки). Склад торкрету залежав від товщини шару, який необхідно нанести;

– на робочій ділянці, відразу після нанесення торкрету зони з підвищеною шорсткістю поверхні торкрету загладжували;

– поверхнева гідрофобізуюче пропитування матеріалом Sikagard®720 EpoSem та захисне покриття матеріалом Sikagard®680 Betoncolor зовнішньої поверхні градирні.

Висновки. Причина утворення дефектів у залізобетонних конструкціях оболонки та їх прогресування зумовлені: недоліками проекту; відхиленнями геометрії та наявністю ділянок неякісного бетону під час виготовлення плит; відхиленнями від проекту під час монтажу оболонки; впливом температурних, техногенних і атмосферних дій на арматуру та бетон.

Дослідження розподілу температур та напружено-деформованого стану елементів градирні показали, що температурні впливи є основними силовими факторами у спорудах такого типу.

Чотирирічна експлуатація градирні після її підсилення та ремонту матеріалами Sika засвідчила логічність прийнятих проектних та технологічних рішень.

4.1. До методики оцінювання стану залізобетонних оболонок димарів для вибору послідовності їх обстеження в часі

Залежно від розмірів і структури підприємства або організації обов'язки з спостереження за експлуатацією будинків і споруд потрібно покласти або на спеціальну службу – службу спостереження за безпечною експлуатацією будинків і споруд підприємства, або на відділ капітального будівництва, будівельну групу, що у своїй роботі повинні керуватися нормативними документами [61, 62]. Метою служби спостереження є забезпечення надійної і безпечної експлуатації будинків, споруд і інженерних мереж з запобіганням виникнення аварійних ситуацій [61, 62]. Основним інструментом визначення технічного стану споруд для підготовки їх до капітального ремонту є обстеження різного рівня складності, за якими визначаються обсяги і глибини ушкоджень та тріщин у будівельних конструкціях споруд залежно від технологічних впливів та впливу навколишнього середовища.

Зосередимо увагу на димарях з залізобетонними оболонками їх стовбурів. Періодичність проведення капітального ремонту залізобетонних димарів згідно з [62] становить: для головок 20 років; повністю для димарів – 30–50 років залежно від стану. Сьогодні в Україні відсутні методичні документи для оцінювання ресурсу конструкцій залізобетонних димарів за їхнім технічним станом, який можна визначити з логічного аналізу нормованої кількості критеріїв, які необхідно одержати під час інструментального обстеження споруди методами неруйнівного контролю [25, 29].

Спробуємо запропонувати підхід до вибору аспектів оцінювання технічного стану оболонок трьох залізобетонних димарів для попереднього порівняльного аналізу їх технічного стану та вирішення питання про першочерговість їх інструментального обстеження.

Вибирати аспекти оцінювання технічного стану залізобетонних димарів інженер-будівельник служби спостереження повинен уважно. Питання про те, у якому обсязі він чи спеціалізована організація повинні виконати інструментальні обстеження залізобетонних монолітних оболонок димарів, якщо резуль-

тати візуального обстеження явно недостатні для оцінювання їхнього технічного стану, що повинен одержати фахівець у результаті і у якому напрямку обробляти одержані результати, що можна очікувати від оцінювання технічного стану таких конструкцій, як забезпечити або оцінити їхню надійність за результатами обстеження, дотепер залишаються не нормативними. Кожен дослідник вирішує ці проблеми самостійно. Відомі розробки [25, 26, 29, 61, 62] не прив'язані конкретно до оцінювання технічного стану залізобетонних димарів.

Автори відзначають, що основною метою результатів дослідження є їхнє розуміння і використання в необхідному обсязі іншими фахівцями для оцінювання і підвищення надійності оболонок стовбурів димарів під час розроблення проєктів на їх капітальний ремонт або реконструкцію. Розроблення проєкту на капітальний ремонт або реконструкцію спрямоване на забезпечення несучої здатності, стійкості та тріщиностійкості залізобетонної оболонки стовбура димаря:

- за наявності: ділянок з низьким класом бетону; поверхневої та внутрішньої деградації бетону; корозії та мінливості армування; вертикальних, деколи горизонтальних тріщиноутворень; помилок під час проєктування; дефектів та нахилів під час будівництва; впливів геологічних процесів; сейсміки та інших параметрів;

- за необхідності: під'єднання додаткових газоходів; надбудови для покращення тяги; підвищення температури вихідних газів з переведенням котлів на інший тип палива; зміни теплопровідності оболонки; заміни конструкції футерівки, паро- та теплоізоляції, параметри яких відрізняються від проєктних; підвищення армування для забезпечення допустимої тріщиностійкості: 0,1 мм – верхня третина висоти труби, 0,2 мм – середня частина та 0,2–0,3 мм – нижня її частина тощо.

Іноді, через фінансові, технологічні, часові або інші аспекти, варто з'ясувати, в якому порядку виконувати інструментальне обстеження групи з трьох димарів. Порядок проведення інструментальних обстежень в часі розглядали для групи з трьох залізобетонних 100-метрових димарів на Кам'янець-Подільському цементному заводі (рис. 4.1).

Для інструментального обстеження оболонок трьох залізобетонних димарів автори вибрали два нормованих методи неруйнівного контролю [25, 29].

Під час визначення неруйнівними методами фактичної міцності бетону на стиск необхідно користуватися приладами механічної дії за [29] або ультразвуковим методом за [25], а також іншими методами, що передбачені стандартами на методи неруйнівного контролю міцності бетону на стиск [26, 29].

Використовуючи ці методи, автори спробували визначити необхідну нормовану кількість замірювань, які б дали змогу охопити тільки основні аспекти технічного стану бетону, для подальшого їх аналізу і оцінювання

попередньої надійності залізобетонної оболонки кожного димаря. Одночасно розглядали і вирішували питання: “Який димар необхідно повністю інструментально обстежувати насамперед з попереднього порівняльного аналізу стану оболонок кожного з трьох димарів?”

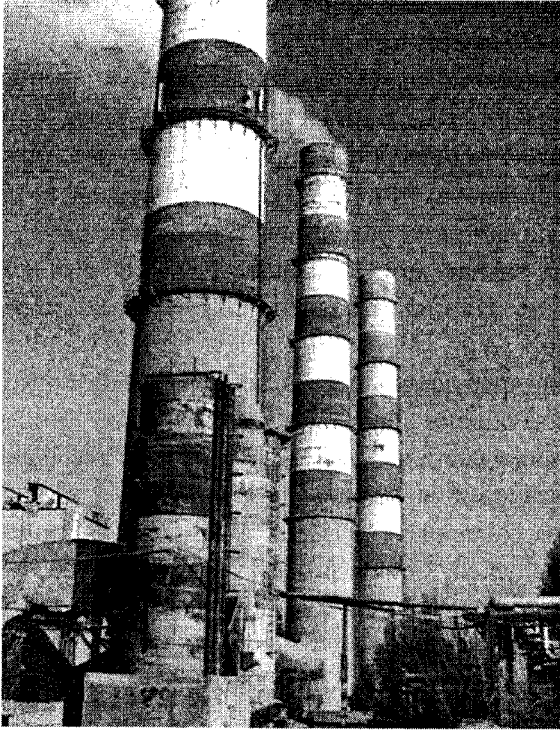


Рис. 4.1. Загальний вигляд оболонок димарів № 1, 2, 3 (зліва направо)

Розглянемо послідовно: обстеження неруйнівними методами бетону оболонок димарів; кількість замірювань для можливого охоплення основних аспектів технічного стану бетону; статистичний аналіз та оцінювання одержаних даних; попереднє оцінювання технічного стану бетону для забезпечення надійності оболонок димарів за рахунок вибору порядку їх інструментального обстеження в часі.

1. Міцність бетону визначаємо механічним неруйнівним методом контролю за [29]. Цей стандарт поширюється на важкий бетон і встановлює методи визначення міцності бетону на стиск у конструкціях. Стандарт [29] містить методiku і рекомендує, для визначення міцності бетону методом ударного імпульсу використовувати прилад А-1, який виготовляють в Хмельницькій філії (Гипрогражданпроекта).

Згідно з [26], число і розташування контрольованих ділянок потрібно вказувати проектній організації у робочих кресленнях конструкцій залежно від геометрії, розмірів, призначення і технології їхнього виготовлення, а для монолітних конструкцій суцільних стін приймати не менше однієї ділянки на 8 м² площі поверхні. Тоді, за площі поверхні оболонки 2926 м² димаря $H=100$ м, таких ділянок 365. На жаль, вказівок з кількості таких контрольованих ділянок у робочих кресленнях димарів не передбачено.

Кількість вимірювань, виконуваних на кожній контрольованій ділянці, приймають за чинними стандартами на неруйнівні методи контролю. За чинним стандартом [29], кількість вимірювань приладом А-1 на кожній контрольованій ділянці потрібно приймати ≥ 10 . Експертний контроль з міцності бетону в конструкціях споруд, що експлуатуються, виконують відповідно до методики додатка 7 [26]. Для визначення однорідності бетону з міцності в конструкції бажано, щоб кількість одиничних значень його міцності по ділянках становила не менше ніж 30 [26].

До початку випробувань ділянки зондування бетону на зовнішніх поверхнях оболонок зачищали шпателем та наждачним бруском на необхідну глибину з урахуванням глибини карбонізації бетону. По периметрах оболонок димарів вибирали більшу за нормовану [26, 29] кількість “ n ” ділянок зондування бетону, без раковин та великих включень. Перерізи стовбурів трьох димарів, у яких зондували бетон, розташовані на відм. +1,5 м, де відсутній вплив високих температур вихідних газів (рис. 4.1). Товщина оболонки стовбура труби на відм. +1,5 м становить 450 мм. На кожну з підготовлених ділянок з розмірами не менше ніж 15×15 см наносили 10–11 відбитків, діаметри яких вимірювали мікроскопом МПБ-2.

Використовуючи тарувальну залежність, за діаметрами відбитків, визначали міцнісні значення бетону на стиск R_i , які за методикою [26] статистично обробляли, як по окремих ділянках, так і по всіх даних по периметрах контрольованих перерізів димарів. Визначили: фактичні коефіцієнти варіації U_i – по ділянках та U_ϕ – по периметрах; клас бетону B_i – по ділянках та B_ϕ – по периметрах оболонок димарів, за класифікацією табл. 12 [80].

Проектний клас B бетону кожного з трьох досліджуваних димарів, за класифікацією табл. 12 [80], становить $B25$.

Загальне статистичне опрацювання даних міцнісних характеристик бетону, одержаних механічним зондуванням по кожному димарю засвідчило, що фактичний (з 95 % забезпеченням) клас бетону по повному перерізу становить: $B32,5$ – для першого димаря, $B35$ – для другого димаря, $B40$ – для третього димаря, що відповідно, на 30 %, 40 %, 60 % більше від проектного класу $B25$ бетону.

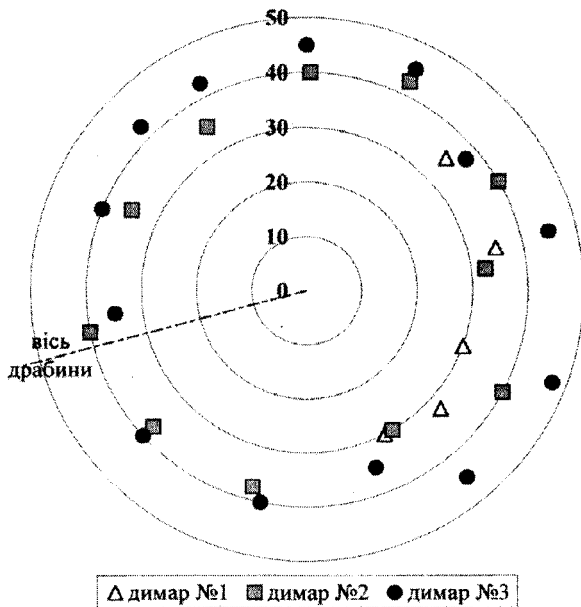


Рис. 4.2. Класи бетону „ B_i ” на ділянках зондування оболонок по перерізах на відм.+1,5 м для трьох димарів

Статистичне опрацювання міцнісних характеристик бетону стовбура димаря, одержаних механічним зондуванням, показало, що коефіцієнти варіацій U_ϕ по усіх ділянках у межах периметрів горизонтальних кілець по трьох димарях змінюється: 14,5 % для першого димаря, 12,71 % – для другого димаря, 10,75 – для третього димаря, що практично не перевищує нормативне значення $U=13,5$ % [80]. Ці дослідні дані вказують на незначну мінливість міцнісних характеристик бетону в межах оболонки одного димаря і на якісний, достатній контроль міцнісних характеристик бетону та технології його укладання під час улаштування монолітного залізобетонного стовбура димаря.

Висновок 1. За одержаними даними, у разі однакової геометрії димарів, відповідно до збільшення міцності бетону, несуча здатність оболонок стовбурів димарів послідовно збільшується від першого до третього димаря.

2. Результати статистичного опрацювання даних обстежень по кожній ділянці зондування бетону наведені у гістограмах класів “ B_i ” бетону на контрольованих ділянках по периметрах кільцевих перерізів трьох труб (рис. 4.2). Виявили мінливість міцнісних характеристик бетону по кільцевому перерізу на відмітці +1,5 м в оболонках димарів.

Враховуючи статистичне опрацювання, можемо засвідчити, що на окремих ділянках оболонок димарів фактичні класи “ B_i ” бетону коливаються: від B_{i30} до B_{i35} – для першого димаря; від B_{i30} до $B_{i42,5}$ – для другого димаря; від B_{i35} до

$B_{47,5}$ – для третього димаря (рис. 4.2). Це свідчить про недосконалість технології виготовлення та укладання бетонної суміші у монолітні оболонки димарів.

Виконане статистичне опрацювання міцнісних характеристик бетону по кожній ділянці на оболонках димарів показало, що коефіцієнт варіації U_i коливається в межах та відрізняються (у рази): від 11,85 % до 15,71 % (1,33) – для першого димаря; від 8,19 % до 14,31 % (1,75) – для другого димаря; від 5,49 % до 13,62 % (2,48) – для третього димаря. Можна відзначити збільшення в межах ділянок зондування мінливості міцності бетону від першого до третього димаря за нормованого $U=13,5\%$ у [80]. Все це свідчить про технологічні складності під час бетонування оболонок стовбурів димарів та про можливість невиявлених у межах масиву бетону стовбура димаря зон, де міцність бетону може мати вищі або нижчі значення, ніж поверхнева його міцність. Виявити це тільки поверхневим зондуванням механічними приладами не вдається. Тому, враховуючи відповідальність конструкцій і те що, дані, одержані механічним зондуванням не дають повних даних по внутрішньому стану бетону, вирішили проконтролювати стан бетону ультразвуковим імпульсним методом.

Для досліджень використали прилад УК14-ПМ з пристроєм для поверхневого прозвучування УППР-2м з еталонною базою вимірювання 120 мм. Перед використанням, прилад був традиційно проторований в Українському державному науково-виробничому центрі стандартизації, метрології і сертифікації у м. Києві (Свідоцтво № 587 про державну повірку).

Зондування бетону оболонок стовбурів трьох димарів проводили з поверхні оболонки. Периметри оболонок трьох димарів, по яких проводимо зондування бетону ультразвуковим імпульсним методом, розташовані на ділянках механічного зондуванням на відмітці +1,5 м (рис. 4.3).

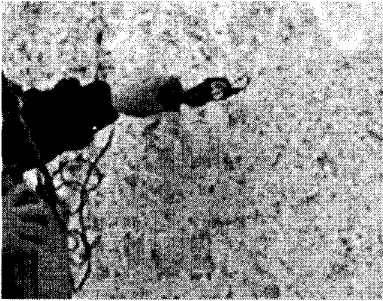


Рис. 4.3. Під час замірювання часу " t_{min} " проходження ультразвукової хвилі в бетоні оболонки стовбура одного з трьох димарів, який досліджували

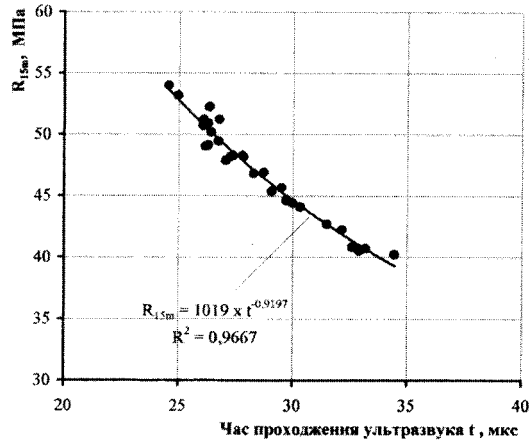


Рис. 4.4. Апроксимаційна залежність між R_{15m} та t_{min}

Використовуючи ультразвуковий імпульсний метод, міцність бетону визначали за мінімальними значеннями часу " t_{min} " проходження ультразвукової хвилі в бетоні для кожного місця випробування, а за ним визначали міцність бетону " R_{15m} " з використанням методу за [25], згідно з яким одержане рівняння апроксимації на графіку (рис. 4.4). З результатів вимірювання часу поширення ультразвуку " t_i " вилучали постійну затримку у перетворювачі з насадками, яка дорівнює 28 мкс.

Обидва прийняті до апроксимації і порівняння неруйнівні методи визначення та контролю міцності бетону є оперативними [25, 29]. Однак ми можемо значно розширити обсяг дослідних даних міцнісних характеристик бетону, використовуючи одержану математичну залежність (рис. 4.4) і виконуючи подальші дослідження бетону ультразвуковим імпульсним методом для фіксації мінімального часу проходження ультразвукового імпульсу на еталонних ділянках довжиною 120 мм оболонки трьох димарів, які досліджуємо.

Додаткова інформація. Вимірювати час поширення ультразвуку в бетоні конструкції необхідно у напрямку, перпендикулярному до напрямку арматури. Концентрація арматури вдовж вибраної лінії прозвучування не повинна перевищувати 5 % [25].

Для визначення розміщення та коливань кроків; товщини захисного шару бетону та діаметрів робочої арматури застосували протарований прилад ИЗС-10Н, свідоцтво № 23-01/0155 про повірку.

Висновок 2. Математична залежність між міцнісними характеристиками бетону трьох димарів за механічним методом випробувань і часом поширення ультразвукового імпульсу на еталонній довжині дослідної ділянки 120 мм, мають між собою наближені межі мінливості, що виявили з виконання їх загального статистичного опрацювання та апроксимації дослідних даних. Коефіцієнт $R^2=0,9667$ свідчить про високу кореляційну залежність між дослідними даними. База прозвучування під час вимірювань на конструкціях повинна бути такою самою, як і на взірцях під час встановлення градуированої залежності.

3. Дослідження наявності технологічних дефектів, глибини поверхневої деградації бетону і її поверхневого розповсюдження, процесу утворення та розвитку тріщин, їх кількості та глибини поширення у залізобетонних оболонках димарів є важливим завданням, оскільки дає змогу прогнозувати їхню надійність та довговічність під впливом статичних та динамічних навантажень, кліматичних впливів, які провокують незворотне тріщиноутворення в бетоні та незворотні дефекти в його структурі на еталонних ділянках довжиною 120 мм. Це змінює час поширення ультразвукових хвиль у разі огинання утворених тріщин та дефектів. Такий контроль дає змогу визначити місця розташування тріщин та дефектів і їхню інтегральну глибину проникнення в бетон на мінімальній еталонній довжині дослідної ділянки 120 мм. Для

досліджень утворення та розвитку тріщин в оболонках залізобетонних димарів використали прилад УК14-ПМ з пристроєм для поверхневого прозвучування УППР-2м з базою вимірювання 120 мм. Застосування ультразвукового методу прийнято відповідно до [25].

Зондували бетон з поверхні оболонки. Перерізи, в яких проводили ультразвукове зондування бетону, розташовані на відмітці +1,5 м.

Розташовуючи генератор ультразвукових коливань та їх приймач на поверхні бетону, можемо розв'язати задачу і про висоту " h_{crc} " розвитку нормальних тріщин і дефектів, що виходять на поверхню. Мінімальне значення часу проходження ультразвуку " t_{min} " у бетоні визначали по одному кільцевому перерізу оболонки кожного димаря окремо. Для розрахунку " h_{crc} " використали формулу (4.1) для фіксованої бази 120 мм приладу УППР-2М:

$$h_{crc} = \sqrt{\frac{0,25 \times b^2 \times t_1^2}{t_2^2} - a^2} = \sqrt{\frac{0,25 \times 120^2 \times t_1^2}{t_2^2} - 60^2} = 60 \times \sqrt{\frac{t_1^2}{t_2^2} - 1}, \quad (4.1)$$

де $t_1 = t_i$ – час проходження ультразвуку через перешкоди у вигляді тріщин або дефектів; $t_2 = t_{lmin}$ – час, за який ультразвук проходить в бетоні без перешкод у межах фіксованої бази b ; $b = 2 \times a = 120$ мм – фіксована база вимірювання.

Гістограми розподілу глибин тріщин в оболонках димарів наведені на рис. 4.5.

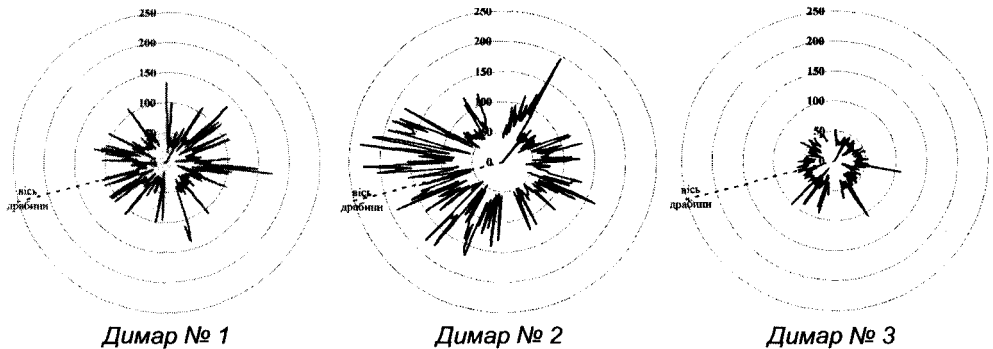


Рис. 4.5. Глибини (в мм від зовнішньої поверхні) тріщин та дефектів в бетоні оболонок трьох димарів

Висновок 3. Найбільші глибина (рис. 4.5) тріщин та їхня відносна кількість (рис. 4.6) у оболонці димаря № 2, найменші в оболонці димаря № 3. Аналіз даних замірювань глибин проростання тріщин h_{crc} , від зовнішньої поверхні оболонки, показав, що за допомогою ультразвукового методу можна одержати реальне уявлення про тріщиноутворення в бетоні і від того аналізувати напружено-деформований стан кільцевих перерізів димарів під час відомого їх армування.

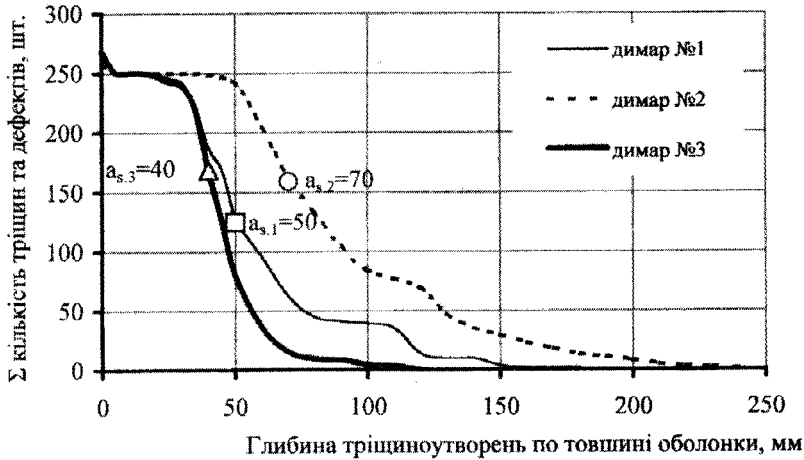


Рис. 4.6. Загальна кількість пошкоджень бетону (тріщини та дефекти) на різній глибині від зовнішніх поверхонь оболонок трьох димарів

4. Практично можна було очікувати, що ми розглянули основні аспекти з оцінювання надійності кожної труби. Однак, як виявили пізніше, використання в аналізі тільки зазначених аспектів проблеми: значення міцнісних даних по бетону, відсоток армування, глибина тріщиноутворення в стовбурі димарів на фіксованій відмітці +1,5 м і їхнє статистичне опрацювання, не завжди однозначно виділяють “гірший” димар з розглянутої групи за технічним станом бетону їх оболонок.

Варто розглядати порівняльний характер процесу нагромадження пошкоджень бетону, починаючи з зовнішньої поверхні оболонок димарів за рахунок утворення та розвитку тріщин та дефектів. Нижче наведені графіки (рис. 4.6) загальної кількості пошкоджень бетону (тріщин та дефектів) на різній глибині від зовнішніх поверхонь оболонок трьох димарів та порівняння загальної кількості дефектів у межах захисного шару бетону за вилученням загальної кількості тріщин на рівні центра кільцевої арматури (рис. 4.7).

Висновок 4. Після аналізу нагромадження пошкоджень бетону оболонок димарів виявили, що інтенсивніше вертикальні тріщини розвинуті у димарі № 2, а найбільше дефектів у межах захисного шару бетону має димар № 1.

Загальний висновок. Враховуючи аналіз задіяних аспектів технічного стану бетону оболонок трьох димарів, вирішили, що передусім потрібно повністю обстежувати димар № 2. Це пов'язано з тим, що бетон оболонки цього димаря має найбільшу кількість дефектів (у межах захисного шару бетону при $a_{s,max}=70$ мм), вертикальних тріщин та глибини їх проникнення, значну мінливість міцності бетону на ділянках зондування на відм.+1,5 м за класу бетону B_30 .

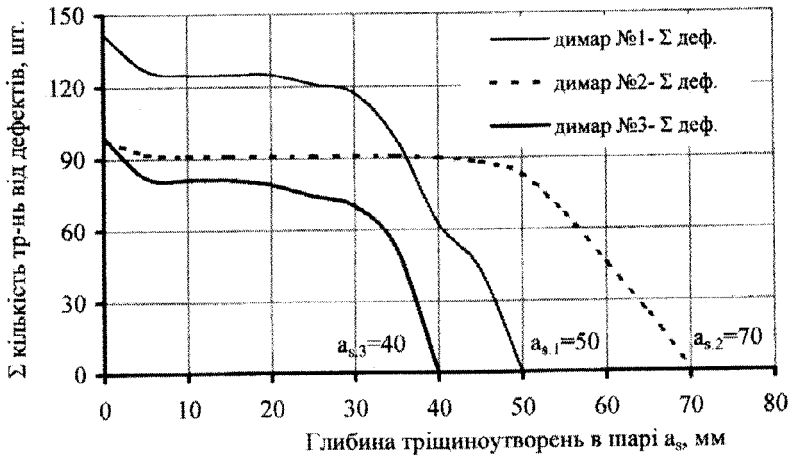


Рис. 4.7. Загальна кількість дефектів у межах захисного шару бетону трьох димарів

Застосування простих методів математичної статистики з теорії імовірності не є складним, але не завжди доступне інженерам-практикам, які повинні свідомо їх застосовувати, опрацьовуючи результати обстежень.

Автори вважають, що запропонований підхід може слугувати прикладом розв'язання задачі до вибору аспектів оцінювання технічного стану залізобетонних димарів. Безумовно, повний подальший аналіз даних результатів обстежень по висоті оболонки димаря варто виконувати з використанням розрахункової математичної моделі, в якій би максимально було враховувано реальний стан конструкції по обстежених перетинах, і вона не була занадто складною для об'єктивного оцінювання дійсної надійності споруди.

Теорію, яка б охоплювала переважаючу більшість аспектів для оцінювання надійності таких споруд, як монолітні залізобетонні димарі, потрібно ще розробити. Тому поки що остаточно ще не висловились мислячі інженери.

4.2. Визначення фактичної міцності бетону стовбура залізобетонної димової труби Н=120 м на Київській ст. 2

Якість виконання робіт під час будівництва залізобетонних димових труб, з врахуванням терміну їх експлуатації, дають можливість виявити недоліки, які спричиняють зниження їх експлуатаційної придатності. Це передусім стосується визначення мінливості міцнісних характеристик бетону в об'ємі конструкції.

Робочий проект димової труби розроблений у відділі промислових димових труб ВНИЛИ “ТЕПЛОПРОЕКТ”, м. Ленінград, у 1969 р., за чинності СНиП-21-62 [86].

Стовбур труби монолітний залізобетонний. Товщина стінок стовбура змінюється від 160 мм в оголовку до 350 мм в основі труби. Проектна марка монолітного бетону стовбура труби $M300$ (відповідає міцності кубів $20 \times 20 \times 20$ см [88]) на пластифікованому портландцементі марки не нижче ніж 500, морозостійкість бетону $M_{p,200}$, водоцементне відношення на місці вкладання бетону не вище ніж 0,40. Бетон вкладений із вібруванням кожного шару, склад бетону відповідає вказівкам СН 374–67.

Розрахунковий проектний клас B бетону труби, за класифікацією табл. 2 СНиП 2.03.01-84* [79], становить $B25$. Умовна проектна марка бетону, віднесена до міцності кубів $15 \times 15 \times 15$ см [88], становить $M_{p,315}$.

У межах комплексного обстеження залізобетонного стовбура труби $H=120$ м на Київській СТ.2, яке виконали автори роботи, основною метою було встановити, чи під час бетонування труби була досягнута проектна міцність бетону.

Завданням досліджень є визначення фактичної кубикової міцності бетону R_c на окремих її ділянках; знаходження класу (B) та марки (M) бетону на цих ділянках та по усій трубі загалом; визначення мінливості міцності бетону у горизонтальних та вертикальних перерізах труби після 21 року з часу її будівництва та 9 років від початку її експлуатації. Ці дані необхідні для перевірних розрахунків стовбура труби за двома групами граничних станів під час розроблення проекту її реконструкції.

Перевіряли міцність бетону стовбура труби неруйнівними механічним та ультразвуковим методами. Контроль міцності бетону неруйнівним механічним методом виконали пружинним автоматом А-2 комбінату “Хмельницькпробуду”.

До початку випробувань ділянки зондування на зовнішній та внутрішній поверхнях стовбура димової труби очищали шпателем та наждачним бруском на необхідну глибину з врахуванням глибини карбонізації бетону. Вибирали необхідну кількість “ n ” ділянок зондування бетону по усій поверхні труби без раковин та великих включень. Перерізи стовбура, в яких проводили зондування, розташовані по висоті труби на відмітках: +1,25 м; +41,25 м; +71,25 м; +116,25 м, які відповідають номерам горизонтальних кілець 1, 2, 4, 7, та по вертикалі труби (рис. 4.8).

На підготовану ділянку з розмірами 15×15 см наносили 8–11 відбитків, діаметри яких вимірювали мікроскопом МПБ-2 № 723267. Від розмірів одержаних діаметрів за допомогою тарувальної кривої переходили до міцності $R_{20,m}$ бетону, віднесеної до міцності кубів $20 \times 20 \times 20$ см [86]. Для переходу до еталонної міцності бетону $R_{15,m}$ (куби $15 \times 15 \times 15$ см) [79, 88] від середньої

міцності $R_{20,m}$, використовували перехідний (масштабний) коефіцієнт 1,05, тоді:
 $R_{15,m} = 1,05 \times R_{20,m}$.

Потім визначали значення, наведені в табл. 4.1:

- середньоквадратичне відхилення;
- фактичний коефіцієнт варіації;
- нормативну кубикову міцність бетону залежно від фактичного коефіцієнта варіації;
- клас бетону $B \leq R_{15,ser}$ класифікували за табл. 2 СНиП 2.03.01-84 [79];
- марку бетону $M_{15,\phi}$ з умов 95 % забезпеченості;
- марку бетону $M_{15} \leq M_{15,\phi}$ визначали за класифікацією табл.11 СНиП-21-75 [88].

Усі результати обстежень зі статистичним їх опрацюванням наведені у гістограмах: середньої міцності бетону $R_{15,i}$, марок “ M_{15} ” та класів “ B ” бетону по висоті стовбура труби, вздовж драбини, та по периметру горизонтальних кілець (рис. 4.8, табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Загальне статистичне опрацювання міцнісних характеристик бетону стовбура димової труби за даними ультразвукового (у) та механічного (м) методів

| Місця зондування | Відм. | Σn | $\Sigma R_{15,i}$ | $R_{15,m}$ | $\Sigma (R_i - R_m)^2$ | σ | U | B | M_{15} |
|--------------------------------|--------|------------|-------------------|---------------|------------------------|----------|-------|------|--------------------|
| | м | шт. | МПа | МПа | (МПа) ² | МПа | - | МПа | кг/см ² |
| Кільце 1у | 1,25 | 52 | 1692,27 | 32,54 | 4285,05 | 9,17 | 0,282 | 17,5 | 225 |
| Кільце 1м | 1,25 | 21 | 711,90 | 33,90 | 943,94 | 6,87 | 0,201 | 22,5 | 275 |
| Кільце 1м.в* | 1,25 | 12 | 382,44 | 31,87 | 313,67 | 5,34 | 0,168 | 22,5 | 275 |
| Кільце 2у | 41,25 | 75 | 2492,26 | 33,23 | 6858,73 | 9,63 | 0,290 | 17,5 | 225 |
| Кільце 2м | 41,25 | 21 | 819,84 | 39,04 | 1002,53 | 7,08 | 0,181 | 27,5 | 350 |
| Кільце 3у | 56,25 | 75 | 2511,72 | 33,49 | 5782,58 | 8,84 | 0,264 | 20 | 250 |
| Кільце 4у | 71,25 | 67 | 2378,64 | 35,50 | 5584,84 | 9,20 | 0,259 | 20 | 250 |
| Кільце 4м | 71,25 | 18 | 470,34 | 26,13 | 425,00 | 5,00 | 0,191 | 17,5 | 225 |
| Кільце 5у | 86,25 | 56 | 1887,68 | 33,71 | 4291,39 | 8,83 | 0,262 | 20 | 250 |
| Кільце 6у | 101,25 | 70 | 2397,05 | 34,24 | 4787,46 | 8,33 | 0,243 | 20 | 250 |
| Кільце 7у | 116,25 | 52 | 1820,66 | 35,01 | 2611,08 | 7,16 | 0,204 | 22,5 | 275 |
| Кільце 7 м | 116,25 | 17 | 426,19 | 25,07 | 315,42 | 4,44 | 0,177 | 17,5 | 225 |
| Вертикаль, м | - | 32 | 1079,93 | 33,75 | 3019,89 | 9,87 | 0,292 | 17,5 | 225 |
| Вертикаль, у | - | 48 | 1419,36 | 29,57 | 2497,77 | 7,29 | 0,247 | 17,5 | 225 |
| Загальні характеристики бетону | | 616 | 20490,28 | $R_m = 33,26$ | 42719,36 | 8,33 | 0,25 | 20 | 250 |

в* – внутрішня поверхня стовбура труби на відм. + 1,25м

Статистичне опрацювання міцнісних характеристик бетону стовбура труби, одержаних механічним зондуванням, засвідчило, що коефіцієнти варіацій U_{ϕ} по усіх ділянках у межах периметрів горизонтальних кілець та вертикалі змінюється від 16,8 % до 29,2 %. Клас *B* (марка *M*) бетону, відповідно, змінюються від *B17,5 (M225)* до *B27,5 (M350)*.

Загальне статистичне опрацювання даних міцнісних характеристик бетону, одержаних механічним зондуванням всього стовбура труби, засвідчило, що фактичний мінімальний клас *B* (марка *M*) бетону становлять *B17,5 (M225)*, що, відповідно, на 30 % менше від проектного класу *B25* та на 28,6 % менше від умовної марки бетону *M₃₁₅*.

Загальний коефіцієнт варіації $U=25,54$ % перевищує нормативне значення $U=13,5$ % [79] у 1,9 раза. Коливання міцнісних характеристик бетону по висоті труби та по кільцях свідчать про низьку якість робіт під час бетонування стовбура та про можливість невиявлених зон у межах масиву стовбура, де міцність бетону може мати вищі або нижчі значення, ніж поверхнева його міцність, але виявити це тільки поверхневим зондуванням механічними приладами не вдається. Тому, враховуючи відповідальність конструкції, дані, одержані механічним зондуванням, оскільки вони не надають повних даних по внутрішньому стану бетону, проконтролювали ультразвуковим імпульсним методом.

Ультразвуковий імпульсний метод застосовують відповідно до ГОСТ 17624-87 [25]. Для досліджень використали прилад УК-14ПМ з пристроєм для поверхневого прозвучування УППР-2 м з базою вимірювання 120 мм.

Зондували бетон з поверхні стовбура труби. Перерізи стовбура, в яких зондували бетон, розташовані по висоті труби на відмітках: +1,25 м; +41,25 м; +56,25 м; +71,25 м; +86,25 м; +101,25 м; +116,25 м, які відповідають номерам горизонтальних кілець 1–7 та вертикалі, вздовж драбини труби (рис. 4.9).

У результаті використання ультразвукового імпульсного методу, одержали такі значення: $R_m=33,96$ МПа; $\sigma=8,8243$ МПа; $U=25,98$ %; клас *B20* та марку *M250* бетону стовбура труби. Коефіцієнти варіацій U по усіх ділянках у межах периметрів горизонтальних кілець та вертикалі змінюється від 20,4 % до 29 %. Клас *B* (марка *M*) бетону, відповідно, змінюються від *B17,5 (M225)* до *B22,5 (M275)*.

У зв'язку з тим, що міцнісні характеристики бетону труби, одержані за даними ультразвукового імпульсного та механічного методів випробувань бетону, мають наближені межі коливання, виконано їхнє загальне статистичне опрацювання.

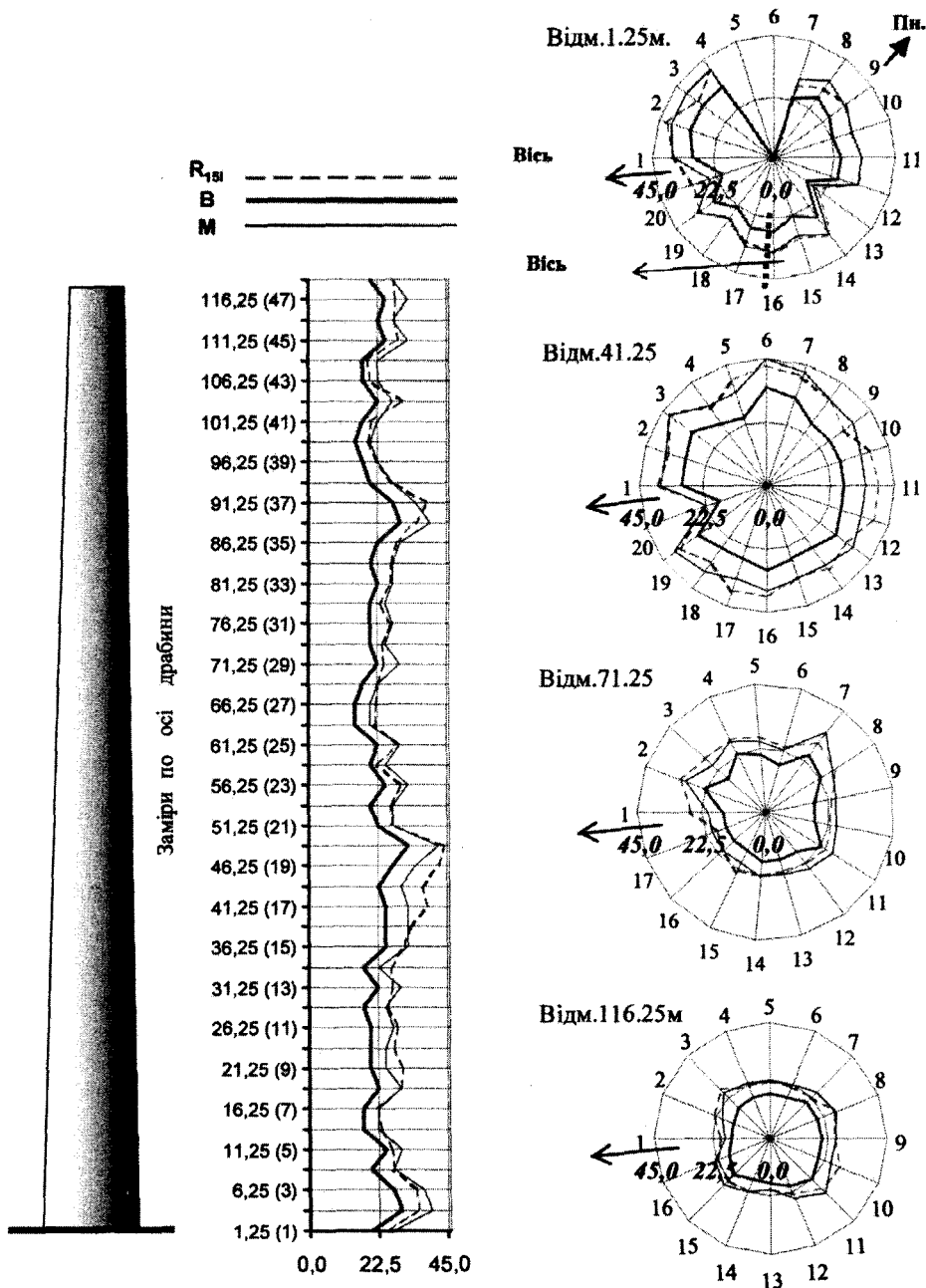


Рис. 4.8. Розподіл міцнісних характеристик бетону по висоті зовнішньої поверхні стовбура труби (48 ділянок $h=2,5$ м) та по периметрах труби на відмітках: 1,25; 41,25; 71,25; 116,25 метрів за даними механічного зондування

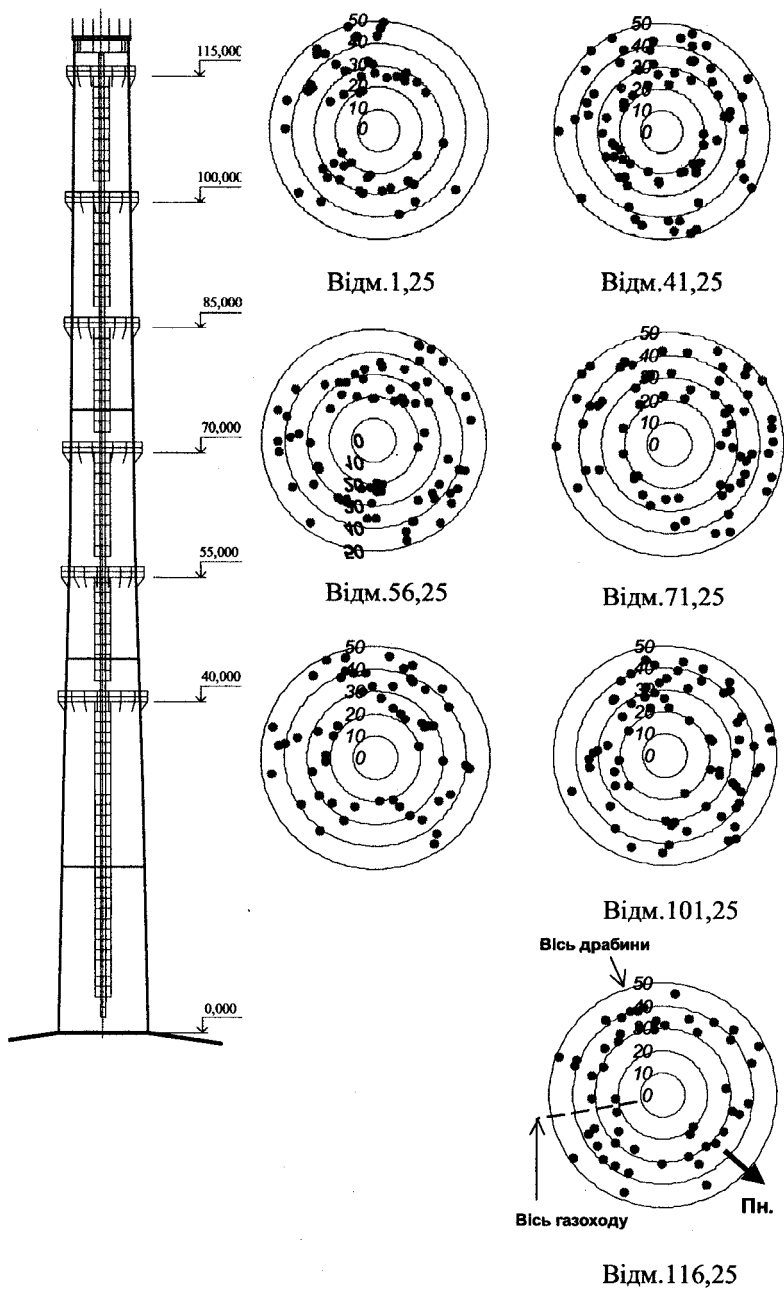


Рис. 4.9. Розподіл міцностей бетону R_{15m} по периметрах зовнішньої поверхні труби, на відмітках: 1,25 м; 41,25; 56,25; 71,25; 86,25; 101,25; 118,25 метрів, за даними

Висновки. Загальне статистичне опрацювання дало можливість визначити фактичний клас *B20* та загальну марку бетону *M250* (табл. 4.1). Одержані дані менші від проектного класу *B25* та умовної проектної марки бетону *M₃₁₅*, відповідно, на 20 %, а загальний коефіцієнт варіації $U=25,1$ % перевищує нормативне значення $U=13,5$ % [79] у 1,86 рази.

Ці дані свідчать про значну мінливість міцнісних характеристик бетону в межах конструкції і неякісний, недостатній контроль міцнісних характеристик бетону та технології його укладання під час улаштування стовбура труби.

4.3. Реконструкція димової труби Н=120 на Київській ст. 2 в контексті містобудівного регулювання, використання і забудови міських територій*

У сучасних умовах держава перестає бути єдиним власником землі, нерухомості, фінансових ресурсів, замовником та інвестором розбудови міст, а його активними учасниками все більше стає значна кількість юридичних та фізичних осіб. Надалі проблему розбудови міст все більше мають самостійно вирішувати територіальні громади ефективно використовуючи міські землі, як основний елемент місцевого самоврядування.

Тому, в умовах виникнення різноманітних форм власності на землю, розгортання нового будівництва за рахунок зростання приватних інвестицій, необхідності усунення суперечності між приватною земельною власністю та високим ступенем усупільнення використання міських земель. Одним з напрямків вирішення цих проблем стало запровадження нових методів управління міським розвитком через механізм регулювання земельних відносин, таких, як правила зонінгу.

У зарубіжних країнах з розвинутою ринковою економікою правила зонінгу набули широкого розповсюдження. Ці правила містять низку питань, які:

- передбачають багатоваріантне використання земель та споруд, що зумовлено санітарно-гігієнічними нормами, особливостями соціально-економічного розвитку суспільства, містобудівельними обмеженнями;

- пропонують власникам і орендарам земельних ділянок широкий вибір видів їх використання та забудови;

- надають потенційним інвесторам необхідний обсяг інформації щодо раціонального вкладання капіталу в будівництво або реконструкцію об'єктів тощо.

* У розробленні архітектурно-просторового вирішення комплексу брала участь архітектор Т. Мазур

Такий підхід з управління містом спричинив нове ставлення до міської території. У системі ринкових відносин земля все активніше починає виступати товаром, який характеризується своєю обмеженістю. У цих умовах виробничі території підприємств, особливо ті, які розміщені в центральних районах міста і опинились в стані стагнації, починають все більше становити інтерес як складові ресурсного потенціалу подальшого розвитку міста за рахунок пристосування їх під нові громадські функції.

Для прикладу запропоновано один з можливих варіантів реконструкції димової залізобетонної труби висотою 120 м на ст-2, розташованій в районі метро Петрівка у м. Києві, під об'єкт багатофункціонального призначення: житло, готелі, ресторани, бари, торговий центр, офіси тощо (рис. 4.10). Підставою для проектної пропозиції стали:

- результати обстеження придатності димової труби для подальшої її експлуатації і можливості пристосування під інші функції [6];

- визначення вартості реконструкції труби (у цінах на 1999 р. становить 1994,263 тис. грн.), яку не може надати ні держава, ні виділити саме підприємство;

- демонстрація можливостей реконструкції промислових споруд під об'єкти житлового та громадського призначення, яка спрямована на збільшення зацікавленості вкладання приватних інвестицій у реструктуризацію виробничих територій міста.

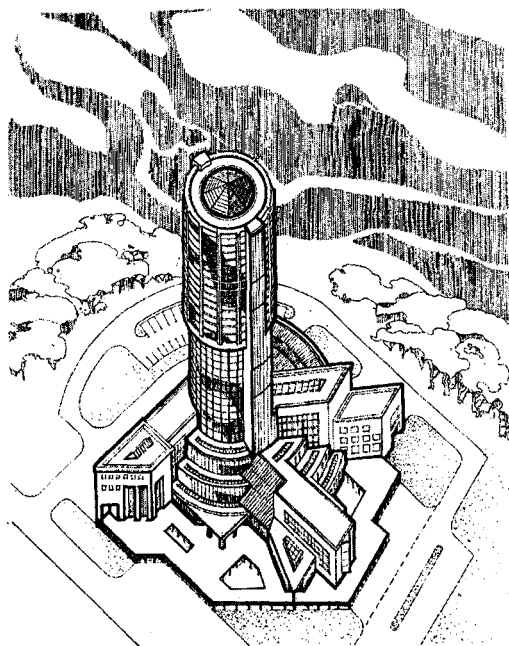


Рис. 4.10. Аксонометрія багатофункціонального комплексу

Як було зазначено вище, комплексне обстеження залізобетонного стовбура димової труби дало можливість виявити виконавчі та конструктивні недоліки, що призвели до зниження її експлуатаційної придатності; мінливості міцнісних характеристик бетону у горизонтальних та вертикальних перерізах труби.

Виконані розрахунки дали можливість виявити фактичну несучу здатність стовбура труби з врахуванням збільшення навантаження на неї від футерівки та утеплювача, дати рекомендації і зменшення тріщиноутворень в стовбурі труби від температурних та атмосферних впливів.

За результатами розрахунків були виявлені коефіцієнти запасу несучої здатності труби, загалом, так і окремих її конструктивних елементів на силові та температурні дії та намічені способи покращення надійності її роботи після реконструкції. Коефіцієнт надійності по окремих горизонтальних перерізах стовбура труби коливається (за температури вихідних газів 120 °С): від 1,78 (відм.+1,25) до 4,3 (відм. +95).

У проекті реконструкції димової труби пропонується демонтувати футерівку, утеплювач, металеві площадки, технологічне залізобетонне перекриття на відмітці +20 м, що зменшить власну вагу труби на 23 %. У результаті, з врахуванням коефіцієнтів надійності та розвантаження труби, одержуємо необхідний запас несучої здатності стовбура димової труби для пристосування його як основи (ядро) каркасу будинку баштового типу. Такий будинок автори роботи запропонували ввести в комплекс споруд багатофункціонального призначення. Під час розроблення архітектурно просторового рішення комплексу враховували:

– значення комплексу в місті як висотної домінанти для панорамного сприйняття;

– забезпечення архітектурними засобами відповідності висоти споруд комплексу масштабу людини на рівні вуличного простору. Цього ефекту можна досягти, якщо висотну споруду баштового типу сховати за будівлями п'яти-семи поверхів, розташованих навколо неї;

– особливості функціонального зонування території та споруд у межах проектного об'єкта як гармонійної структури, що створює архітектурний ансамбль (передбачається визначення можливого набору функцій, які не суперечать між собою і які доцільно впроваджувати в межах комплексу багатофункціонального призначення);

– забезпечення універсальності, гнучкості функціонування архітектурно-просторової споруди комплексу, тобто конструктивними засобами передбачена швидка трансформація простору під нові функції, які не суперечать визначеному для цього комплексу набору функцій і відповідають інтересам замовника. Тобто замовник купує, або орендує, необхідну йому площу (цілий будинок) для розгортання відповідного виду діяльності, а за допомогою дизайнера цей простір опрацьовується;

– упорядкування схеми пішохідно-транспортного руху на території комплексу, який пропонується створити як потужний громадсько-транспортний осередок масового тяжіння.

Для упорядкування в межах комплексу пішохідно-транспортного руху, пропонується:

– запроектувати на рівні першого поверху комплексу стилобат. Простір під стилобатом на рівні землі використовувати для розміщення підсобно-допоміжних, складських, технічних приміщень, під паркінг для тимчасових відвідувачів, який доповнено об'єктами торгівлі, банкоматами, пунктами з обміну грошей тощо, орієнтованих на швидке обслуговування пасажирів у машинах. Простір над стилобатом на рівні першого поверху повністю належить пішоходам. Піднімання з рівня землі на поверхню стилобату здійснюють за допомогою ескалаторів;

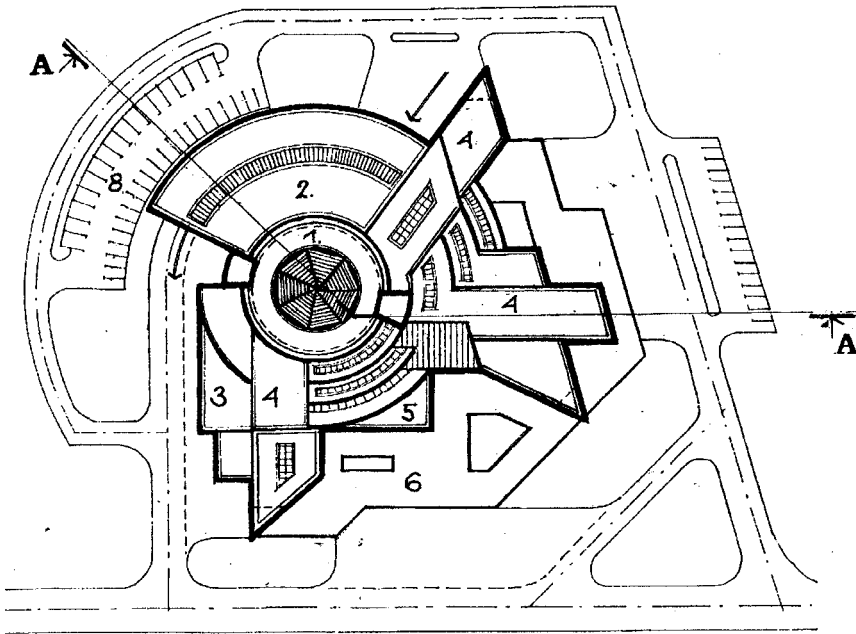


Рис. 4.11. Схема генерального плану багатофункціонального комплексу (переріз А-А див. на рис. 4.11): 1 – висотна споруда баштового типу (її складові: житло, ресторани, клуби, п'ятизіркові готелі тощо розміщуються на верхніх поверхах, на нижніх – офіси, інші функції); 2 – багатоповерховий гараж на 900 машин; 3 – складські приміщення, гуртвні; 4, 5, 7- поверхові споруди пристосовані для торгівлі, організації виставок, ярмарок, зимових садів, ресторанів, барів, кафе, створення контор, офісів, майстерень, готелів різного класу обслуговування тощо; 5 – малоповерхова споруда зі ступеневою системою композиційного вирішення (центри торгівлі); 6 – стилобат (простір на рівні землі під стилобатом використовувати для розміщення підсобно-допоміжних, складських, технічних приміщень, під паркінг для тимчасових відвідувачів, який доповнюється об'єктами торгівлі тощо); 7 – стоянки легкових автомобілів; 8 – стоянки для вантажних машин

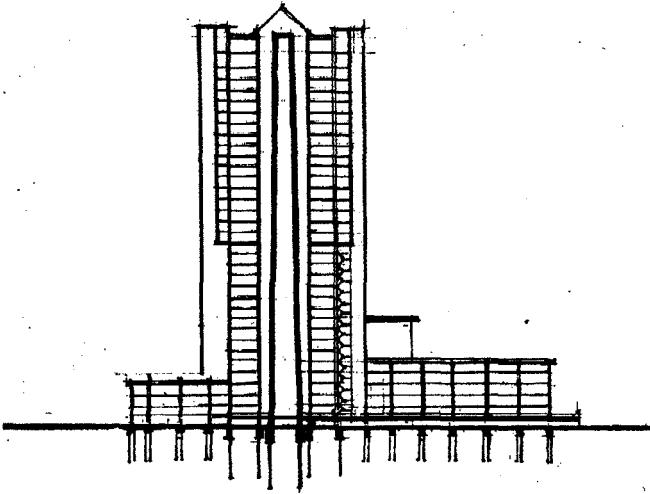


Рис. 4.12. Переріз А-А

– навколо комплексу передбачити кільцеву дорогу для в'їзду/виїзду у багатоповерховий гараж (шість поверхів, на кожному розміщується по 150 легкових машин), на автостоянки легкових машин, вантажних, автобусів, у складські приміщення гуртовень.

Самі об'єкти комплексу запроектовані так, що найпрестижніші його складові: житло, ресторани, клуби, п'ятизіркові готелі тощо розміщуються на верхніх поверхах споруди баштового типу (рис. 4.11; 4.12). Комфорт перебування в цих приміщеннях, крім вишуканого дизайну, покращується за рахунок кращих умов – не заважає шум вулиці, можливості панорамного огляду міста тощо.

Приміщення інших споруд пристосовані для торгівлі, організації виставок, ярмарок, зимових садів, ресторанів, барів, кафе, створення контор, офісів, майстерень, готелів різного класу обслуговування тощо.

Ступенева система композиційного вирішення малоповерхових споруд забезпечує добре освітлення їх інтер'єрів. Для оздоблення фасадів використовують сучасні матеріали. Фасади будинків (так само як і архітектурно-планувальне рішення) повинні бути престижними, вишуканими, ефектними, орієнтованими на попит на ринку нерухомості та залучення приватних інвестицій.

5.1. Підвищення надійності роботи ригеля під другий підшипник у рамі фундаменту № 12 турбоагрегату К-200-130-ЛМЗ на Бурштинській ДРЕС

На теплових електростанціях продовжуються аварії і відмови із залишковим прогином роторів парових турбін. За п'ять років (1984–1988 рр.) сталося 26 випадків залишкових прогинів роторів, зокрема 10 випадків на енергоблоках 150–800 МВт [64].

Спостереження за станом залізобетонних конструктивних елементів збірно-монолітного фундаменту № 12 під турбоагрегат К-200-130-ЛМЗ на Бурштинській ДРЕС, до планової його зупинки у 1993 р., виявили низку експлуатаційних недоліків: недопустимо високі температури бетону до $+70^{\circ}\text{C}$ і вище за допустимої $+50^{\circ}\text{C}$ з поганого стану теплоізоляції і витоку пари; нерівномірне нагрівання верхньої будови фундаменту; повороти опори під другий підшипник турбоагрегату до 1,5–2,0 мм/м: заклинювання поздовжніх шпонок опор підшипників тощо.

Практика експлуатації потужних турбоагрегатів показує, що до останнього часу не знайдено ефективного рішення з усунення недопустимих поворотів ригелів; теплових розширень турбін; не розрахункових навантажень від паропроводів; заклинювання поздовжніх шпонок опор підшипників у разі розширення осі турбіни і зниження терміну ефективної дії змащування; нерівномірного нагрівання верхньої будови фундаменту, що засвідчено не тільки на залізобетонних ригелях фундаменту № 12 під другий підшипник турбоагрегату на Бурштинській ДРЕС, а за даними ОРГРЕС, і на Московській та Київській ТЕС.

У п. 1.1. РД 34.30.506-90 [71] зазначено, що: “Нарушения процесса теплового расширения цилиндров, проявляющиеся в скачкообразном перемещении корпусов подшипников, повышенных кручениях поперечных ригелей фундаментов и наклонах корпусов подшипников, невозвращении цилиндров в исходное положение после полного остывания, вызывают увеличение вибрации,

износ радиальных и осевых уплотнений цилиндров, поломку соединительных болтов муфт, повреждения подшипников. Причинами нарушений процесса расширения турбин служат коррозия и загрязнение поверхностей скольжения корпусов подшипников; повышенные противодействующие усилия от присоединенных трубопроводов; перекосы и защемления в поперечных шпонках, уменьшение жесткости ослабленных элементов фундамента”.

У документах з експлуатації енергосистем [64] наведений аналіз аварій і відмов з прогином роторів показує, що основними причинами їх виникнення є:

- попадання під час пусків або зупинок вологи в гарячі циліндри з дренажів перепускних труб, з нещільних вприскувань РОУ, через передні ущільнення, з трубопроводів відборів у разі нещільних КІС, з непрогрітих ділянок паропроводів, з лінії відсмоктування від штоків клапанів;

- недопустимі різниці температур верху і низу циліндра, по глибині фланців, між сторонами циліндра;

- мимовільний розворот роторів турбіни під час прогрівання перепускних труб через нещільні, або дефектні регулівні клапани;

- заїдання опор циліндрів під час їх прогрівання і вантаження турбіни;

- неодноразові пуски турбіни з недопустимою вібрацією.

Більшість аварій з прогином роторів турбін з’явилися внаслідок того, що експлуатаційний персонал на електростанціях не дотримується основних вимог ПТЕ і експлуатаційних інструкцій. Під час пусків і зупинок незадовільно ведеться контроль за найважливішими параметрами теплового і механічного стану турбін, що спричиняє невчасне виявлення відхилень від нормальних умов експлуатації. Нерегулярно аналізуються матеріали проведених зупинок і пусків турбін. Місцеві інструкції, що іноді діють, мають недоопрацювання в частині забезпечення надійності режимів пуску і зупинки устаткування. Не приділяється належної уваги контролю за якістю ремонту і монтажу в частині дотримання зазорів у діафрагмових і кінцевих ущільненнях, ретельності виконання теплової ізоляції головних паропроводів, стопорних і регулівних клапанів, перепускних труб.

Не висунуто необхідних вимог до якості роботи засобів контролю за основними показниками, що забезпечують безпеку пуску і зупинки турбіни.

Експлуатаційні горизонтальні навантаження від температурного розширення ротора турбіни на другому підшипнику турбоагрегату деколи перевищують розрахункові значення, наведені на кресленні № 63 390-С проекту фундаменту турбоагрегату, більше ніж у два рази, що призводить до поступового зниження жорсткості залізобетонних поперечних ригелів рам, їх нерівномірних вертикальних та горизонтальних деформацій, нерівномірних (до

2 мм) вертикальних деформацій стійок фундаментів турбоагрегатів, розцентрування опор підшипників, зменшення терміну служби змащування.

На деяких теплових електростанціях за цією причиною відбулись аварії турбоагрегатів, як правило під час їх пусків і зупинок, які супроводжувалися пошкодженням підшипників № 1 та № 2, недопустимими прогинами роторів ЦТВ (ЦТВ – циліндр високого тиску) та пошкодженню ущільнень ЦТВ.

Основними заходами, які забезпечували значне зниження скручування та прогинів залізобетонного ригеля фундаменту були: змащування поверхні ковзання підшипника пастою ВТИ-ЛМЗ, збільшення бокових зазорів вздовж поздовжніх шпонок до 0.12–0.15 мм, але ці заходи не гарантують від поворотів опори під другий підшипник турбоагрегату після деякого терміну його роботи. Аналіз даних, одержаних під час роботи турбоагрегату та після його зупинки показує, що вплив поворотів залізобетонних ригелів робить більший внесок у рішення проблеми експлуатації турбоагрегату, бо навіть мале обертання ригеля навколо осі, навіть у разі проектних навантажень, має значний вплив на збільшення тертя у другому підшипнику.

Мета роботи полягала у виконанні комплексного обстеження елементів рами фундаменту в зоні другого підшипника турбоагрегату № 12 на Бурштинській ДРЕС для визначення його технічного стану.

Завданням роботи було розробити робочі креслення підсилення ригеля під опору другого підшипника турбоагрегату для зменшення загального кута обертання навколо його поздовжньої осі.

Під час планового капітального ремонту турбоагрегату № 12 на Бурштинській ДРЕС виконане візуальне та інструментальне комплексне обстеження елементів рами фундаменту в зоні другого та першого підшипників, що виявило низку додаткових даних про стан цього фундаменту: бетон набетонувань під станиною другого підшипника промаслений на глибину 10–25 мм і більше, залежно від віддалі від осі підшипника; у набетонуванні під станиною другого підшипника зафіксовані одна поздовжня і три поперечних наскрізних тріщини з шириною розкриття 1.0, 1.5, 2.0 мм; горизонтальне армування у набетонуванні не знайдено, що не відповідає проектному рішенню; бетон набетонувань нещільний; у набетонуваннях над іншими збірними балками фундаменту тріщин не знайдено; у разі обстеження таврової балки УБ 1510-13-1 під другим підшипником турбоагрегату на боковій поверхні її ребра знайдені характерні крученню силові тріщини з шириною розкриття 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 мм, що значно перевищує допустиму ширину розкриття тріщин згідно зі СНиП 2.03.01-84* [79]; виявлені відривні тріщини у місці поєднання полицки і ребра балки, більшість з них зосереджена у середній половині балки УБ 1510-13-1 (рис. 5.1); у поздовжніх балках УБ 1510-16-1 та УБ 1510-17-1 силових тріщин не знайдено; обстеження колон показало їх нормальний стан.

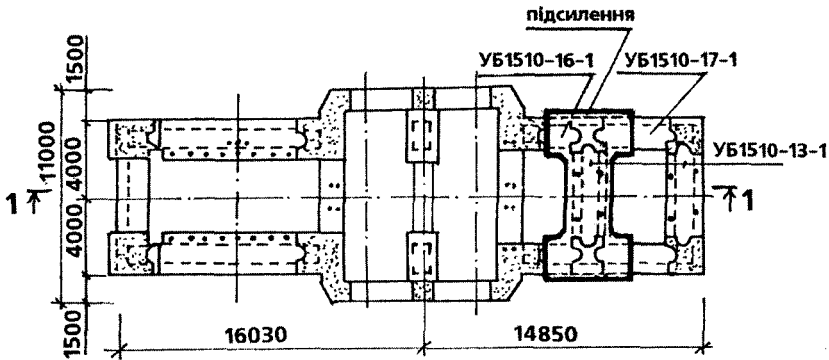
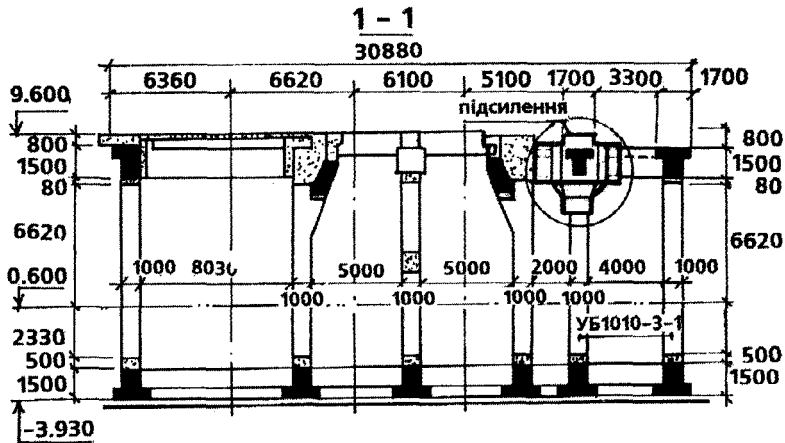


Рис. 5.1. Підсилення збірного ригеля УБ 1510-13-1 під другий підшипник фундаменту турбоагрегату

Вік бетону залізобетонних конструкцій фундаментів на час обстеження перевищував 20 років; фактична міцність бетону балки УБ 1510-13-1, яка визначена неруйнівним методом, $M300$ ($B22,5-B25$ – залежно від коефіцієнта варіації); міцність бетону у 28-добовому віці – $M200$ ($B15-B17,5$), яка нижча від проектного значення, але під навантаження фундамент турбоагрегату був введений при віці бетону більше року, що більше ніж 180 діб, необхідних для того, щоб набрати з запізненням максимальну фактичну міцність бетону $M300$.

Балка УБ1510-13-1 потребує підсилення на одночасну дію скручувального моменту $M_{ск}=725$ кН×м від горизонтальної сили на рівні осі турбоагрегату та вертикального навантаження від технологічного обладнання $2P_v=800$ кН з врахуванням відривних зусиль по лінії поєднання полицки та ребра таврового перетину балки та власної ваги конструкції.

Набетонування над балкою зруйнувалося за рахунок: відсутності в ньому горизонтальних арматурних сіток; відсутності 50 % проектної кількості верти-

кальних випусків з верхньої грані збірної балки УБ 1510-13-1; низької фактичної марки (класу) бетону порівняно з проектною $M200 (B15)$; тріщиноутворення під дією динамічних і температурних навантажень. Набетонування треба підсилити щодо проектного рішення і забезпечити проектну міцність бетону.

Щоб забезпечити нормальну роботу турбоагрегату, необхідно забезпечити граничний кут обертання $0,5 \text{ мм/м}$ опори другого підшипника турбоагрегату під час його пусків та зупинок, який нормується згідно з РД 34.30.506-90 [71].

Виконані розрахунки показали вплив на значення граничного кута обертання не тільки жорсткості самого ригеля під другий підшипник турбоагрегату, але й жорсткості вузла поєднання ригеля з поздовжньою рамою.

До підсилення ригеля УБ 1510-13-1 внесок кута його обертання перевищував значення кута обертання вузла "Б" поздовжньої рами у загальному куті обертання опори другого підшипника турбоагрегату.

Значні тріщиноутворення у ригелі УБ 1510-13-1 за період експлуатації, значення кута обертання ригеля значно перевищували значення кута обертання вузла "Б" поздовжньої рами, це надавало невизначеності значенням кута обертання другого підшипника турбоагрегату.

Розроблені робочі креслення підсилення (рис. 5.1). На прийнятті розрахункові навантаження встановлена і перевірена достатність кількості робочої і конструктивної арматури, як у конструкції підсилення, так і у непідсилювальних (типових) конструкціях, які працюють у межах впливу конструкції підсилення.

Висновки. Розроблена конструкція підсилення ригеля УБ 1510-13-1 (рис. 5.1) дозволила зменшити загальний кут обертання другої опори підшипника турбоагрегату до рівня $0,0444+0,044=0,0884 \text{ мм/м}$, з врахуванням жорсткості ригеля та вузла "Б" поздовжньої рами.

Одержаний загальний кут обертання опори другого підшипника турбоагрегату після підсилення ригеля УБ 1510-13-1 менше від допустимого, що підвищує надійність його роботи.

5.2. Варіант підсилення несучих цегляних стін будинку кінотеатру*

Постановка проблеми і її актуальність. Будинок кінотеатру** споруджений у м. Заставна Чернівецької області за типовим проектом 2С-06-14/59. З

* В обстеженні кінотеатру та у підсиленні брав участь інж. М.М. Шпак.

** Широкоформатний кінотеатр на 400 мест. Типовый проект 2С-06-14/69. ЦНИИЭП зрелищных зданий и спортивных сооружений

погляду архітектурно-планувального вирішення будинок є комбінованою системою (рис. 5.2, а, б), яка складається із багатоповерхової адміністративно-допоміжної частини, одноповерхового глядацького залу та касового фойє з вестибюлем та кафетерієм, що примикають до основної споруди. За конструктивним вирішенням основна частина будинку є безкаркасною з несучими цегляними стінами і збірними залізобетонними перекриттями та покриттям, а частина, що примикає, виконана каркасною зі збірко-монолітним покриттям.

Несучі цегляні стіни завтовшки 510 мм вимуровані із пустотілих керамічних каменів 250×120×138 мм на цементно-піщаному розчині. Як несучі конструкції покриття фактично використані металеві ферми з паралельними поясами прольотом 18 м замість залізобетонних балок під плоску покрівлю за типовим проектом. Така заміна призвела до збільшення висоти парапетної частини стіни на 1,35 м. Під опорними вузлами (рисунок, в) в стінах влаштовані монолітні опорні подушки МОП-1 із закладними деталями. Характерною особливістю проектного вирішення несучих стін є наявність в них дверних отворів ДН-4, ДН-1, ДВ-1, які розташовані в зоні впливу опорних реакцій ферм, тобто зосереджених сил. По осі "Б", крім того, додаються реакції від опор збірно-монолітних ригелів покриття фойє. Таке вирішення несучих стін з урахуванням дверних отворів завширшки понад 4,0 м вимагає не тільки надійного контролю якості стінових матеріалів, але й грамотного вирішення опорних зон ферм і опорних зон дверних перемичок.

Треба відмітити, що опирання ферм на монолітні подушки виконано без центральної прокладки в межах опорних подушок ферм. Таке фактичне виконання вказаних вузлів призвело до не прогнозованого перевантаження стін, в яких виникли характерні тріщини (рис. 5.2, б). Свідченням цього є і той факт, що опорну зону під фермою в осях 3-А було підсилено шляхом підведення пристінної металеві колони ще до здачі кінотеатру в експлуатацію.

Неоднакове осідання фундаментів, крім того, призвело до розділення тріщиною багатоповерхової частини будинку від зального приміщення. Очевидно, що непродуманість конструктивного вирішення за типовим проектом, яка ускладнюється ще й низькою якістю робіт у будівельних організаціях районного масштабу, і призвела до того, що типовий проект було вилучено з каталогу вже в 1977 р. До речі, за цим проектом не збудовано ні одного кінотеатру в Львівській області.

Причиною, яка спонукала адміністрацію кінотеатру до обстеження будинку, були марні спроби усунути постійні протікання покрівлі, яку неодноразово ремонтували напощуванням руберойдового килиму. Ці нашарування на покрівлі разом з наповненням її водою в осінньо-зимовий період у разі замерзання двох водостічних ліжок призводили до значного перевантаження стін.

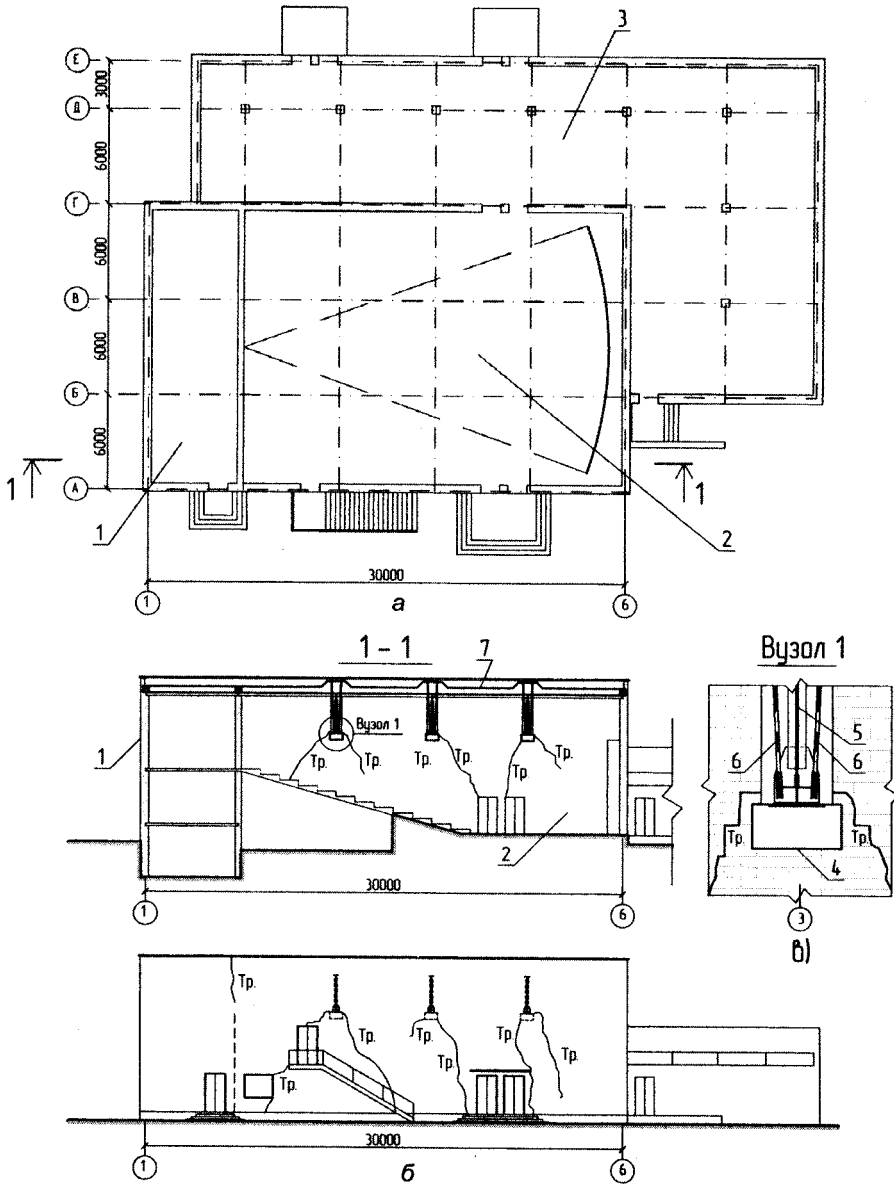


Рис. 5.2. План будинку кінотеатру (а); фасад в осях 1–7 (б); вузол опирання кроквяної ферми на несучу стіну (в): 1 – багатопверхова частина будинку; 2 – зал для глядачів; 3 – одноповерхова частина, фойє, кафе; 4 – монолітні опорні подушки МОП-1; 5 – металеві ферми прольотом 18 м; 6 – тяжі-підвіски; 7 – монолітний залізобетонний пояс; Тр – видимі тріщини 0,5...3,0 мм у цегляних стінах

Виявлені причини і наслідки зниження несучої здатності поздовжніх несучих цегляних стін будинку кінотеатру свідчать про необхідність їхнього підсилення.

Враховуючи необхідність реконструкції покрівлі будинку кінотеатру у вигляді шатрового даху замість наявного суміщеного даху, а також враховуючи необхідність збереження архітектурного вигляду фасаду та внутрішнього інтер'єру зального приміщення кінотеатру, прийнято рішення підсилити несучі цегляні стіни за допомогою передавання зосереджених сил опорних реакцій ферм з рівня їх опор на монолітні подушки на рівень парапету.

На рівні парапету влаштували монолітний залізобетонний обв'язувальний пояс по периметру стін глядацького залу. Два пояси вздовж поздовжніх стін глядацького залу використали як дві несучі залізобетонні балки-парапет.

У рівні парапету (рис. 5.2, а, розріз 1–1) зосереджені сили на балку-парапет передаються через парні попередньо-напружені тяжі-підвіски, які приварені до нижніх опорних вузлів ферм і пропущені через отвори в монолітному поясі.

Розрахунковою схемою залізобетонного поясу прийнята нерозрізна балка завдовжки 24 м на пружній основі, яка завантажена трьома зосередженими силами по 450 кН з кроком 6 м від опорних реакцій ферм.

Пояс розглядається зі змінною жорсткістю по довжині: більшою в місцях передавання зосереджених сил ($h \times b \times l = 750 \times 380 \times 1200$ мм) і меншою між цими силами ($h \times b \times l = 400 \times 380 \times 4800$ мм). Клас бетону B25, поздовжня робоча арматура класу А-III, поперечна – класу А-I. Коефіцієнт пружності цегляного муру $K = 2 \times 10^5$ кН/м³, модуль деформації $E_o = 2 \times 10^6$ кН/м², модуль пружності бетону $E_b = 2 \times 10^7$ кН/м².

Розрахунок поясу, як балки на пружній Вінклеровій основі виконали на ЕОМ методом кінцевих-елементів, використовуючи пакет прикладних програм для автоматизованого проектування залізобетонних конструкцій наземних і підземних споруд у промисловому і цивільному будівництві (ППП АП ЗБК, версія 2).

Пояс розраховували в двох варіантах: без обмеження розкриття вертикальних і похилих тріщин та з обмеженням тривалого розкриття цих тріщин, значення якого становить 0,3 мм.

З порівняння результатів розрахунку балки-парапету за двома варіантами виявили таке:

– у разі однакових значень згинальних моментів по довжині поясу і обмеження розкриття тріщин кількість поздовжньої робочої арматури різко зростає тільки в зоні дії зосереджених сил;

– раціональним є розповсюдження ділянки поясу з більшою жорсткістю ($h = 750$ мм) на довжину, близьку до двох метрів;

– раціональним є збільшення площі місцевого прикладення зосереджених сил на пояс через закладні деталі;

– необхідно конструктивно враховувати наявність у цегляному мурі ніші розміром 380×460 мм, що простягається на всю висоту опорного стояка ферми.

За матеріалами обстежень та розрахунків розроблено проект підсилення несучих цегляних стін будинку кінотеатру залізобетонним монолітним поясом-парапетом.

Висновки. Розроблений варіант підсилення несучих стін будинку кінотеатру можна використати під час проектування несучих цегляних стін у разі передавання на них великих зосереджених сил від прольотних конструкцій, що розширює простір для розроблення нових конструктивних рішень великопрогонових будинків і споруд з несучими цегляними стінами.

5.3. Дослідження роботи багатопрогонової багатоповерхової рами з “неосьовою” схемою ригелів для визначення резервів їх несучої здатності

Під час комплексного обстеження триповерхової цегляної будівлі підприємства “Мальва” в м. Львові заміряні геометричні розміри збірних залізобетонних елементів рами вздовж середньої поздовжньої осі будівлі (рис. 5.3, а), яку планується реконструювати за допомогою надбудови четвертого поверху і збільшити навантаження на перекриття.

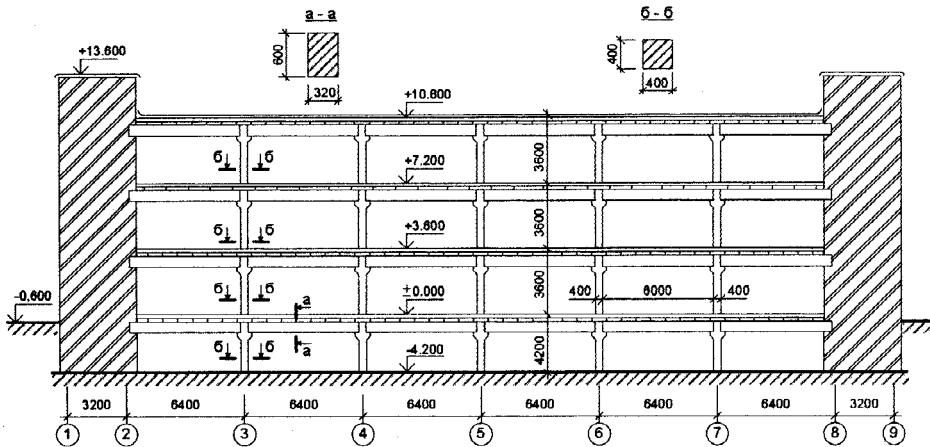
Заміряти реальні прогини ригелів, дефекти монтажу ригелів на колони каркасу, визначити фактичні класи бетону ригелів. Уточнити розрахункову схему роботи ригелів у рамній системі.

Об’єктом дослідження були 24 ригелі у поздовжньому рамному каркасі з шарнірним з’єднанням ригелів до консолей колон.

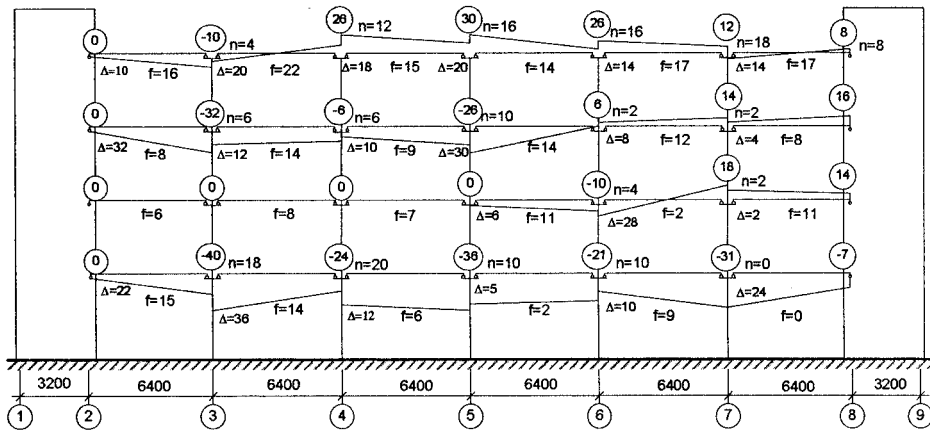
Для розрахунку рам зібрані розрахункові навантаження на ригелі рам до і після реконструкції будівлі.

Розрахунки показали, що ригелі поздовжньої рами до реконструкції будівлі по несучій здатності сприймають такі постійні (g) і корисні (v) розрахункові навантаження [78] з врахуванням фактичної власної ваги ригелів і ваги перегоронок, по поверххах:

- перший поверх: (g) = 6,08 кПа; (v) = 1,80 кПа < 3,6 кПа;
- другий поверх: (g) = 7,23 кПа; (v) = 2,16 кПа < 2,4 кПа;
- третій поверх: (g) = 7,23 кПа; (v) = 2,16 кПа < 2,4 кПа;
- покриття: (g) = 4,32 кПа; (v) = 4,04 кПа > 0,7 кПа.



а



б

Рис. 5.3. Збірна залізобетонна рама:

а – геометричні розміри рами; б – дефекти монтажу; f – прогини ригелів (мм); Δ – перепад відміток між опорами ригеля (мм); n – перепад між опорами ригелів на одній колоні (мм), ±10 (мм) – максимальні та мінімальні перепади відносно прийнятого нуля по осі "2"

Здебільшого фактична несуча здатність ригелів не забезпечує розрахункове корисне навантаження на перекриття і покриття, згідно з розрахунками за [79].

Після реконструкції будівлі необхідним є підвищити несучу здатність ригелів по поверхх до рівня постійних (g)* і корисних (v)* розрахункових навантажень.

Необхідно забезпечити наступний рівень навантажень від перекриттів з врахуванням їх власної ваги, ваги монолітної плити (влаштовується замість

наявної підлоги і практично відповідає вазі старої підлоги до того ж збільшується висота приміщень) посилення збірних круглопорожнистих плит перекриттів і ваги перегородок, по поверхах:

- перший поверх: $(g)^*=6,08$ кПа; $(v)^*=3,6$ кПа;
- другий поверх: $(g)^*=7,28$ кПа; $(v)^*=4,0$ кПа (технологічне навантаження);
- третій поверх: $(g)^*=7,28$ кПа; $(v)^*=3,6$ кПа;
- четвертий поверх: $(g)^*=9,12$ кПа; $(v)^*=2,4$ кПа.

Порівняння сумарних розрахункових навантажень до і після $(g+v)^*$ реконструкції будівлі по поверхах показало:

- перший поверх: $(g+v)=7.88$ кПа < $(g+v)^*=9,68$ кПа;
- другий поверх: $(g+v)=9.39$ кПа < $(g+v)^*=11,28$ кПа;
- третій поверх: $(g+v)=9.39$ кПа < $(g+v)^*=10,88$ кПа;
- четвертий поверх: $(g+v)=8.36$ кПа < $(g+v)^*=11,52$ кПа,

що несуча здатність ригелів недостатня після реконструкції будівлі, відповідно по поверхах на: 18,6 %, 16,75 %, 13,7 %, 27,43 %. Тобто, згідно з розрахунками за [79], ригелі поздовжньої рами вимагають підсилення на всіх поверхах.

У рамі сполучення ригелів з консолями колон шарнірне за допомогою зварювання через закладні деталі. Зазор між торцями ригелів і колонами заповнений по висоті бетоном. Кожен ригель має розміри поперечного перерізу 600×320 мм. Вони встановлені на консолі вильотом 200 мм.

Під час реконструкції будівлі на великі корисні навантаження на перекриття і покриття, яке після надбудови будівлі використовується як перекриття, необхідно шукати резерви збільшення несучої здатності ригелів за рахунок врахування зусиль розпорів.

У разі традиційного підходу до розрахунку рам з шарнірним з'єднанням ригелів з колонами, неможливо визначити резерви фактичної несучої здатності ригелів на фактичні експлуатаційні розрахункові навантаження до і після реконструкції будівлі від розпору ригелів.

Для виявлення ефекту дії зусиль розпору в ригелях обстежуваних рам використовували комплексний підхід, який об'єднував: вимірювання реальних прогинів ригелів (рис. 5.3, б); визначення фактичних класів бетону ригелів і колон неруйнівним методом; теоретичні розрахунки прогинів ригелів на нормативні навантаження будівлі, що діють до реконструкції; інструментальний контроль висоти проникнення висоти тріщин у бетон ригелів; теоретичне визначення висоти стиснутої зони в ригелях по фактичному їх армуванню і класу бетону; порівняння одержаних результатів.

З вимірювань реальних прогинів ригелів очевидно (рис. 5.3, б), що по поверхах вони змінюються в такому діапазоні: 1-й поверх – 0–15 мм; 2-й поверх – 2–11 мм; 3-й поверх – 8–14 мм; покриття – 14–22 мм.

Одержані фактичні класи бетонів ригелів (*B15*) і колон (*B10*) за результатами статистичного опрацювання міцнісних характеристик бетону, визначених неруйнівним методом.

Розрахункові прогини ригелів 1–3 поверхів до реконструкції будівлі не перевищують 18 мм, після реконструкції – 21 мм.

Контроль висоти проникнення вертикальних тріщин у всіх ригелях рам виконували за допомогою приладу УК-14ПМ з пристосуванням для поверхневого прозвучування з базою 120 мм. Заміряна висота вертикальних тріщин практично у всіх ригелях не перевищувала значень 80–120 мм за висоти ригелів 600 мм.

Теоретичне обчислення висот стиснутої зони бетону ригелів засвідчило, що їхня висота не перевищує: 1-й поверх – 129 мм; 2-й поверх – 229 мм; 3-й поверх – 254 мм; покриття – 177 мм при корисних висотах 550 мм. Порівняння одержаних результатів свідчить про наявність зусиль розпорів у ригелях.

У реальному конструктивному виконанні поздовжньої рами обстежуваної будівлі виникає необхідність оцінити значення надопорних моментів від розпору і чинників, які впливають на їх підвищення. У розглянутому випадку підхід до розрахунку поздовжнього рамного каркаса з шарнірним з'єднанням ригелів з колонами за “осьовою” схемою виявляються значні погрішності під час визначення величин внутрішніх зусиль. Ці погрішності виникають від того, що, приймаючи “осьову” розрахункову схему ригелів рам, не враховується в деформаціях ригелів жорсткість колон і жорстких блоків (у цьому разі жорсткості стін двох торцевих сходових кліток) на горизонтальні навантаження від переміщень опор ригелів.

Зазвичай у прийнятих для розрахунку “осьових” систем рам взаємні переміщення шарнірних опор ригелів дорівнюють нулю або мають незначні зближення за рахунок прогинів осей ригелів. Тому, для розрахунку рамної схеми з шарнірним з'єднанням ригелів з колонами потрібно приймати “неосьову” схему ригелів в рамі [5, 11].

Поняття “неосьової” схеми ригеля в рамі [5, 11] пов'язано з зображенням ригеля прямокутного або таврового перетину як П-подібної рами з жорсткими верхніми вузлами і шарнірним закріпленням на консолях колон або жорстких блоків. У розглянутій рамі жорсткість ригеля дорівнює фактичній жорсткості ригеля рами за осьовою схемою, а жорсткість опорних стійок приймають на порядок вищою за жорсткість ригеля.

Корисна висота h_p “неосьової” схеми ригеля на розрахункове навантаження приймається, враховуючи рівень розташування нейтральної осі під час розгляду напружених станів нормальних перетинів уздовж ригеля зумовлених деформаціями вигину згідно з [79]. Значення h_p на опорі ригеля, враховуючи конструктивні вирішення опорних вузлів, з деяким наближенням приймаються:

$h_p = h - x/2$ у разі надійного приварювання опорних закладних деталей ригеля до закладних деталей консолі; у разі забезпечення міцності бетону замонолічування зазору між торцем ригеля і колони – $h_p = h - 2x/2$.

Значення “ x ” висоти стиснутої зони визначили за формулами (29, 32, 161) [79], враховуючи наявне або заздалегідь визначене армування ригеля, фактичного його контуру в “осьовій” розрахунковій схемі рами, як вільно опертої балки, під дією повного розрахункового навантаження за коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_f \geq 1$.

Прийнята корисна висота h_p “неосьової” схеми ригеля дала змогу за типовою програмою “Ліра”, визначити інтегральні переміщення опор ригелів і підібрати відповідну робочу арматуру на консолях і в прольотах ригелів з врахуванням тріщиноутворення по всій довжині ригеля у разі обмеження розкриття тріщин $a_{cre} \leq 0,3$ мм або виконати зворотнє завдання – оцінити фактичну несучу здатності ригелів по фактичному армуванню, що ми і робили в перевірному розрахунку для ригелів поздовжньої рами обстежуваної будівлі.

У результаті розрахунків поздовжньої рами будівлі одержані значення горизонтальних переміщень і величини сил розпорів в шарнірних опорах ригелів з “неосьовою” схемою їх роботи від перерозподілу розрахункових зусиль в елементах рами від комбінацій розрахункових постійних і корисних навантажень, які діятимуть після реконструкції будівлі. Огинаючі епюри моментів побудовані від 8 комбінацій навантажень.

Під час розрахунку рами з поданням у ній ригелів з “неосьовою” схемою їх роботи в колонах рами збільшуються значення згинальних моментів від горизонтальних переміщень опор ригелів за різних комбінацій постійних і корисних вертикальних навантажень на ригелі.

Зусилля розпорів на опорах ригелів в перекриттях третього і четвертого поверхів за всіх комбінацій навантажень мають або невеликі стискальні або розтягувальні значення. Визначені за допомогою розрахунків значення зусиль розпорів (стискальні або розтягувальні) на опорах ригелів створюють основу для прийняття варіантів конструктивного рішення з підвищення надопорних моментів у ригелях рам з шарнірним закріпленням до колон.

Висновки. З розглянутого матеріалу можна зробити такі висновки:

На горизонтальні розпірні переміщення ригелів впливають їхні жорсткість, геометричні розміри і клас бетону, загальна жорсткість каркаса будівлі (нерозрізні колони, діафрагми – в розглядуваному випадку стіни сходових кліток). Це зумовлює разом з характером дії і комбінацією навантажень на каркас і на ригель каркаса, загальну силу розпору ригеля на рівні його шарнірної опорної частини.

Порівняльний аналіз результатів розрахунків багатопрогонних багатоповерхових рам показав істотний вплив на зусилля в її елементах зміни розрахункової схеми ригелів в системі рам з “осьової” на “неосьову”.

Відношення опорних до прогонових моментів $M_{оп}/M_{пр}$ в огинаючій епюрі моментів від одночасної дії корисних і постійних навантажень по всіх ригелях рами коливаються для класу бетону ригелів *B15* – від 1,06 до 94,91 %.

Відношення опорних до прогонових моментів $M_{оп}/M_{пр}$ в епюрі моментів від дії комбінацій корисних і постійних вантажень коливаються від 3,54 до 55,85 %.

5.4. Дослідження ригелів чотириповерхових багатопролітних залізобетонних рам для виявлення розпірних зусиль на опорах ригелів*

Вплив розпору елементів рами залежить від крайових умов та істотно підвищує несучу здатність ригелів. Розпір виникає внаслідок того, що елемент (наприклад, рамний ригель) зароблений у жорстких зв'язках (колонах). Під час навантаження елемента, він починає працювати як умовна арка, горизонтальні реакції від якої сприймають опори. Отже, в елементі виникає осьове зусилля, що підвищує його несучу здатність. На практиці в рамних системах явище розпірності поки не використовується, по-перше, через те, що воно недостатньо вивчене, по-друге, через складнощі, які пов'язані з впровадженням його у практичний розрахунок. Від його використання можна очікувати значну економію арматури. Питаннями розпору у своїх роботах займалися О.О. Гвоздєв, Г.С. Григорян, И. Гийон, Л.Н. Зайцев, А. Лібенберг, С.М. Крилов, Я.Ф. Погребний, Й. Ракошник, М. Тихий та ін.

Під час натурального дослідження роботи збірної залізобетонної чотириповерхової шестипролітної рами складських приміщень підприємства ВАТ “Львівгуртбакалія” (рис. 5.4) основною метою було оцінити характер розподілу розпірних зусиль на опорах ригелів по всіх їх поверхах з врахуванням особливостей шарнірного поєднання ригелів з колонами [11].

Розглянемо практично один варіант поєднання елементів рами – шарнірне поєднання ригеля з колоною і особливість роботи ригеля в рамній системі з врахуванням розпірних зусиль на їх опорах у разі заповнення проміжків між торцями ригелів та колоною бетоном замонолічування.

Під час натурального дослідження роботи ригелів у складних статично невизначених залізобетонних рамних системах безумовно необхідні дані про напружено-деформований стан ригелів, як окремого елемента рами, за фіксованого рівня навантажень на перекриття.

* У дослідженнях та аналізуванні їх результатів брав участь д-р техн. наук, проф. Р.І. Кінаш

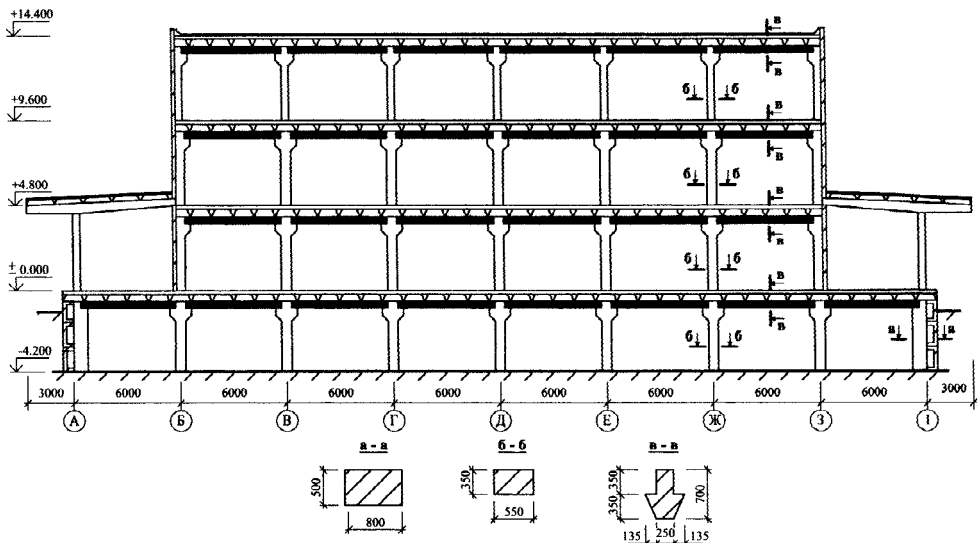


Рис. 5.4. Конструктивна схема поперечного каркаса будинку

Вичерпні дані про другу стадію напружено-деформованого стану ригелів, стадію експлуатації, в натурних умовах одержати доволі складно, так само неможливо прослідкувати сорокарічну динаміку зміни навантажень на перекриття.

Друга стадії напруженого стану роботи залізобетонних ригелів [95] характеризується виникненням та розвитком тріщин. У місцях, в яких виникли тріщини, зусилля розтягу сприймаються арматурою і висотою h_t нетріснутого бетону над тріщинами. Висота розвитку тріщин h_{crc} на цій стадії перебуває нижче від нейтральної осі, яка виділяє висоту стиснутої зони x з загальної висоти балки h (рис. 5.5, г). Друга стадія напружено-деформованого стану в залізобетонному елементі характеризується експлуатаційним навантаженням, які приблизно становлять 60 % від руйнівних. Жорсткість залізобетонного елемента з тріщинами на тій стадії роботи за відомими методиками розрахунків визначити прямим шляхом важко і пов'язати її з фактичною висотою стиснутої зони x відповідно.

З результатів обстеження висоту стиснутої зони x , за висотою проникнення нормальних тріщин h_{crc}^{exp} в балку, визначити неможливо, тому що неможливо визначити висоту h_t нетріснутого розтягнутого бетону над тріщиною. Тому під час досліджень основну увагу зосередили на висоті проникнення нормальних тріщин h_{crc}^{exp} в прольотах всіх ригелів рамного каркаса та на ширині розкриття цих тріщин a_{crc} .

Характеристики міцності бетону $R_{15,m}$, $R_{bt,m}$, B та коефіцієнти варіації бетону U_f [29, 74], по окремих ригелях рами, наведені в табл. 5.1.

**Зміна міцнісних характеристик бетону в ригелях на відмітках:
±0,00 м, +4,80 м, +9,60 м, +14,40 м**

| Відмітка ригеля | Ригель в осях | $R_{15,m}$ | $R_{bt,m}$ | $U_f, \%$ | $R15_{ser}$ | B |
|-----------------|---------------|------------|------------|-----------|-------------|------|
| ±0.000 | Б - В | 41,41 | 2,15 | 8,61 | 35,57 | 35,0 |
| | В - Г | 27,83 | 1,65 | 8,33 | 24,02 | 22,5 |
| | Г - Д | 39,55 | 2,09 | 8,40 | 34,10 | 32,5 |
| | Д - Е | 24,05 | 1,50 | 9,86 | 20,16 | 20,0 |
| | Е - Ж | 32,89 | 1,84 | 5,05 | 30,18 | 30,0 |
| | Ж - З | 21,23 | 1,38 | 7,83 | 18,51 | 17,5 |
| +4.800 | Б - В | 38,43 | 2,05 | 10,56 | 31,78 | 30,0 |
| | В - Г | 25,78 | 1,57 | 13,00 | 20,28 | 20,0 |
| | Г - Д | 32,32 | 1,82 | 10,08 | 26,97 | 25,0 |
| | Д - Е | 25,32 | 1,55 | 11,06 | 20,72 | 20,0 |
| | Е - Ж | 26,43 | 1,59 | 10,23 | 21,99 | 20,0 |
| | Ж - З | 28,81 | 1,69 | 11,17 | 23,53 | 22,5 |
| +9.600 | Б - В | 38,50 | 2,05 | 7,22 | 33,94 | 32,5 |
| | В - Г | 38,60 | 2,05 | 7,23 | 33,98 | 32,5 |
| | Г - Д | 34,06 | 1,89 | 6,19 | 30,61 | 30,0 |
| | Д - Е | 31,04 | 1,78 | 7,15 | 27,39 | 25,0 |
| | Е - Ж | 24,44 | 1,51 | 12,94 | 19,56 | 20,0 |
| | Ж - З | 26,78 | 1,61 | 12,01 | 21,50 | 20,0 |
| +14.400 | Б - В | 35,11 | 1,93 | 6,54 | 31,35 | 30,0 |
| | В - Г | 45,74 | 2,30 | 10,84 | 37,61 | 37,5 |
| | Г - Д | 31,21 | 1,78 | 8,12 | 27,05 | 25,0 |
| | Д - Е | 45,15 | 2,28 | 9,66 | 38,00 | 37,5 |
| | Е - Ж | 42,26 | 2,18 | 8,78 | 36,17 | 35,0 |
| | Ж - З | 38,97 | 2,07 | 7,67 | 34,06 | 32,5 |

Визначаючи висоту проникнення нормальних тріщин h_{crc}^{exp} у 24 ригелях поперечної рами по 22 осі ультразвуковим імпульсним методом [25], застосували прилад УК-14ПМ з пристроєм для поверхневого прозвучування УППР-2М з базою вимірювання 120 мм (рис. 5.5). Заміряли для виявлення тріщин з нижньої грані ригеля між робочою арматурою (рис. 5.6), розташування якої попередньо визначено за приладом ИЗС-10Н згідно з ДСТУ [48]. По довжині кожного ригеля, між торцями консолей, було зроблено 36 замірювань.

Заміряні під час натурного дослідження висоти проникнення нормальних тріщин у ригелях h_{crc}^{exp} порівнювали для різних рівнів їх розташування по висоті розглянутої рами. Результати інструментальних замірювань висот тріщин наведені на гістограмах (рис. 5.7, 5.8), для відміток перекриттів: ±0,00; +4,80; +9,60 м та відмітки покриття +14,40 м.

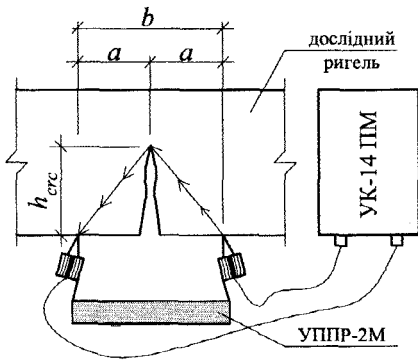


Рис. 5.5. Схема замірювання висоти проникнення вертикальних тріщин у дослідному ригелі

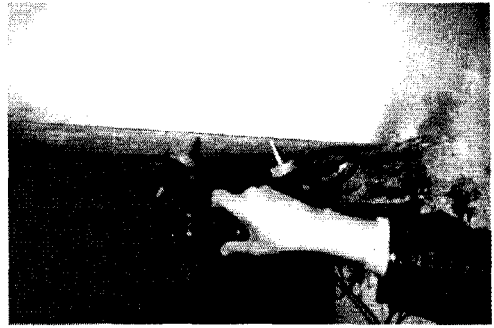


Рис. 5.6. Замірювання висоти проникнення вертикальних тріщин в одному з 26 досліджуваних ригелів

Аналізуючи під час обстеження рівень корисних навантажень на перекриттях, які перебувають на різних відмітках, і обчислюючи еквівалентні навантаження з вантажних площ ригелів дослідних рам, визначили, що середні еквівалентні нормативні корисні навантаження дорівнюють 14 кПа. Виділили довготривалі та такі, що діють короткочасно корисні навантаження. Порахували постійні навантаження (табл. 5.2, 5.3).

Визначили розрахунково максимально можливі рівні нормативних корисних навантажень (табл. 5.2, 5.3, коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f=1,2$) через максимальну розрахункову несучу здатність ригелів за чинною методикою СНиП [79], як однопролітних балок за дії на них рівномірно-розподілених прогонових навантажень. Визначили ширину розкриття нормальних тріщин a_{crc2} (табл. 5.2), a_{crc1} (табл. 5.3).

У розрахунках врахували фактичний клас бетону кожного ригеля окремо (табл. 5.1) за постійного фактичного їх поздовжнього армування робочою арматурою 3 \varnothing 28 А-III по всіх перекриттях на відмітках: $\pm 0,00$; 4,80; 9,60 м, та 2 \varnothing 22 А-III у ригелях покриття на відмітці 14,40 м.

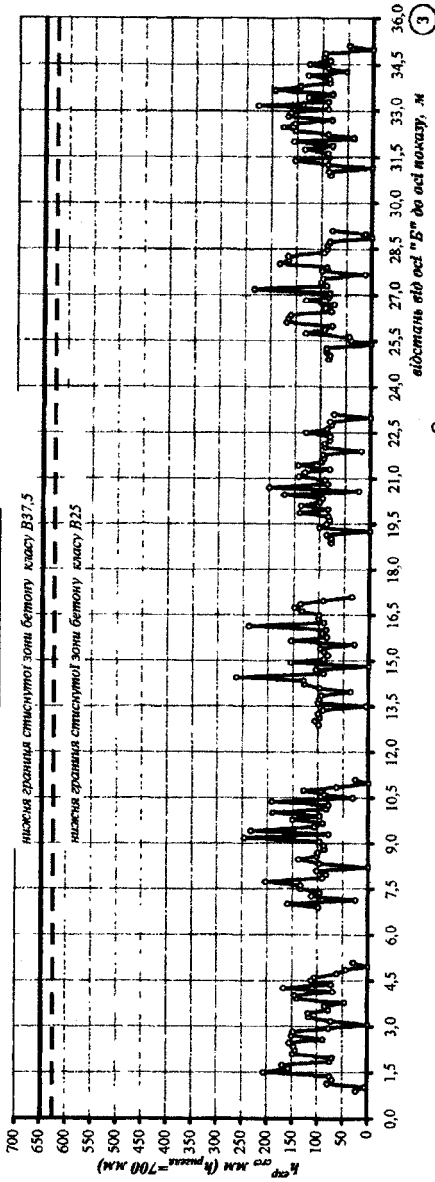
Фактична ширина розкриття нормальних тріщин на рівні поздовжньої арматури не перевищувала $a_{crc}=0,1$ мм, що значно менше від розрахункових значень, наведених у табл. 5.2, 5.3. Спостерігається деяке збільшення ширини розкриття тріщин у ригелях верхніх рівнів рами.

Для порівняння з дослідними даними h_{crc}^{exp} на графіку (рис. 5.9) нанесені теоретичні значення висот проникнення нормальних тріщин h_{crc} в ригелі, які обчислені за формулою

$$h_{crc} = h - x_f, \quad (5.1)$$

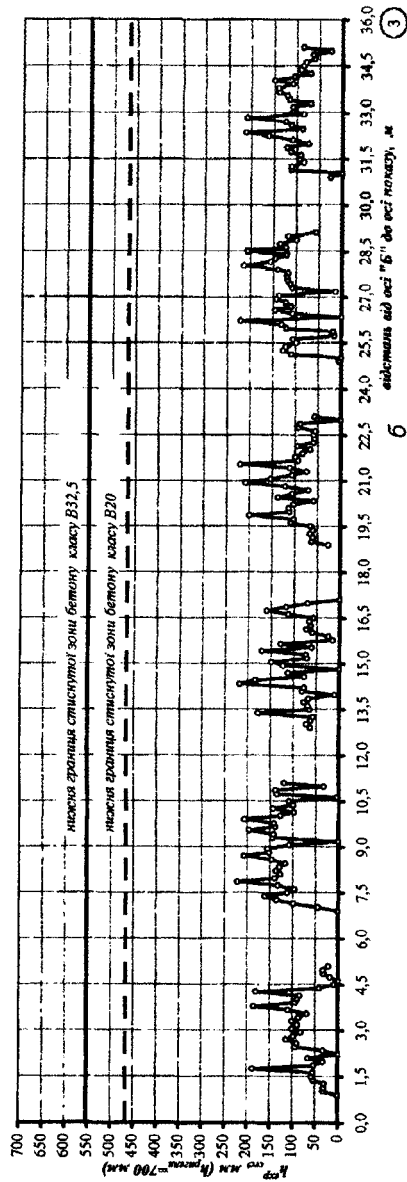
де – значення x_f визначені з умови $x_f = x/\omega$; ω – характеристика стиснутої зони бетону прийнята за формулою (26) [79] і для різних класів бетону ригелів

Ригеля на відм. +14,400



а

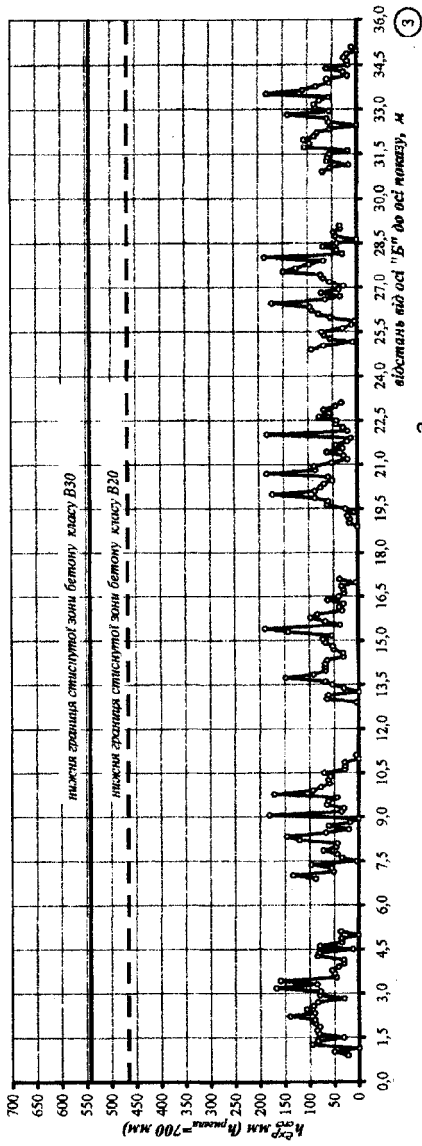
Ригеля на відм. +9,600



б

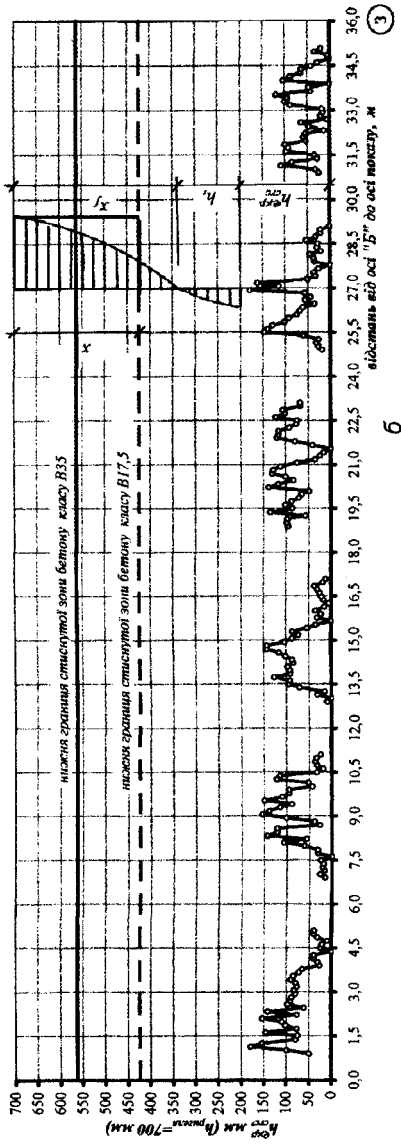
Рис. 5.7. Висота проникнення нормальних тріщин n_{exp} ос в ригелях на відмітках:
а — відм. +14.40 м; б — відм. +9.60 м

Рівелля на відм. +4.800



а

Рівелля на відм. +0.000



б

Рис. 5.8. Висота проникнення нормальних тріщин $h_{кр ст}$ в рівеллях на відмітках:
а – відм. +4.80 м; б – відм. ±0.00 м

наведена в табл. 5.2, 5.3; – теоретичні значення x пораховані за формулою (29) [79] для різних класів бетону ригелів, які працюють як вільно оперті балки (табл. 5.2, 5.3); – $h_0=0,65$ м – корисна висота перерізу ригелів.

Таблиця 5.2

Теоретичні параметри ригелів на відм. $\pm 0.00, +4.80, +9.60$, які працюють як вільно оперті балки з розрахунковим прольотом $l_0=4,95$ м, за методикою СНИП [79]

| Клас бетону ригелів, В | * Корисне нормативне навантаження v_n , кН/м ² | Теоретична висота стиснутої зони бетону x , м | Прогин ригеля f , мм | **Тривала ширина розкриття тріщин a_{crc2} , мм | Характеристика стиснутої зони бетону ω за ф-ю (26) [79] | Фактична висота стиснутої зони бетону x_f , м |
|------------------------|---|---|------------------------|---|--|---|
| 17,5 | 11,212 | 0,276 | 12,57 | 0,372 | 0,770 | 0,358 |
| 20 | 11,927 | 0,234 | 12,48 | 0,364 | 0,758 | 0,309 |
| 22,5 | 12,385 | 0,207 | 12,42 | 0,354 | 0,746 | 0,277 |
| 25 | 12,762 | 0,186 | 12,34 | 0,343 | 0,734 | 0,253 |
| 27,5 | 13,030 | 0,171 | 12,28 | 0,336 | 0,724 | 0,236 |
| 30 | 13,252 | 0,158 | 12,19 | 0,328 | 0,714 | 0,221 |
| 32,5 | 13,443 | 0,148 | 12,11 | 0,321 | 0,704 | 0,210 |
| 35 | 13,607 | 0,138 | 12,01 | 0,314 | 0,694 | 0,199 |

* Постійне нормативне навантаження $g_n=4,4$ кН/м²
 ** При визначенні a_{crc2} прийнято: $v_{n.shot}=0,33 \times v_n$; $v_{n.long}=0,67 \times v_n$, значення a_{crc1} не перевіряється, так як $(v_{n.long} + g_n) / (v_n + g_n) \geq 2/3$.

Таблиця 5.3

Теоретичні параметри ригелів на відм. $+14.40$ м, які працюють як вільно оперті балки з розрахунковим прольотом $l_0=4,95$ м, за методикою СНИП [79]

| Клас бетону ригелів, В | * Корисне нормативне навантаження v_n , кН/м ² | Теоретична висота стиснутої зони бетону x , м | Прогин ригеля f , мм | **Нетривала ширина розкриття тріщин a_{crc1} , мм | Характеристика стиснутої зони бетону ω за ф-ю (26) [79] | Фактична висота стиснутої зони бетону x_f , м |
|------------------------|---|---|------------------------|---|--|---|
| 25 | 3,516 | 0,076 | 8,815 | 0,239 | 0,734 | 0,326 |
| 30 | 3,597 | 0,065 | 8,453 | 0,224 | 0,714 | 0,314 |
| 32,5 | 3,635 | 0,061 | 8,317 | 0,217 | 0,704 | 0,308 |
| 35 | 3,662 | 0,057 | 8,173 | 0,210 | 0,694 | 0,303 |
| 37,5 | 3,692 | 0,053 | 8,056 | 0,206 | 0,684 | 0,301 |

* Постійне нормативне навантаження $g_n=4,4$ кН/м²
 ** При визначенні a_{crc1} прийнято: $v_{n.shot}=v_n$; $v_{n.long}=g_n$, значення a_{crc2} не перевіряється, так як $(v_{n.long} + g_n) / (v_n + g_n) \leq 2/3$.

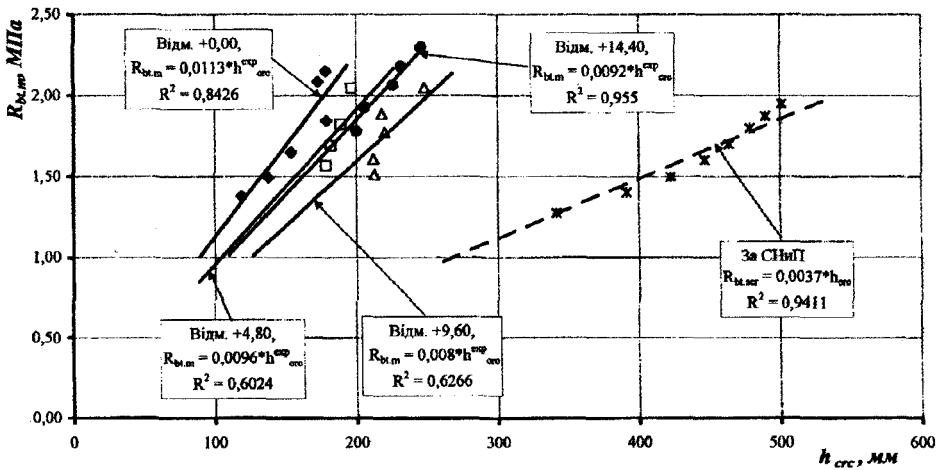


Рис. 5.9. Залежність висоти проникнення нормальних тріщин h_{crc}^{exp} в ригелях перекриттів залежно від відмітки їх розташування у рамі та зміни міцності бетону на розтяг $R_{bt,m}$

Порівнюючи дослідні висоти тріщин h_{crc}^{exp} (рис. 5.9) залежно від значень нормативної міцності бетону ригелів на розтяг $R_{bt,m}$, можемо оцінити рівень впливу розпірних зусиль по поверхнях рами. Наприклад, при зміні $R_{bt,m}$ від 1,38 до 2,15 МПа значення h_{crc}^{exp} для ригелів на відм. $\pm 0,00$ м збільшуються на 56 %. Ця тенденція прослідкується і за даними [79] (рис. 5.9), але за дослідними даними висота поширення нормальних тріщин значно менша. Для ригелів на відм. +9,60 м щодо ригелів на відм. $\pm 0,00$ м значення h_{crc}^{exp} при $R_{bt,m}=1,5$ МПа збільшуються на 41,3 %, що свідчить про зменшення впливу розпірних зусиль від зменшення загальної жорсткості рами з висотою.

Результати натурального експерименту дали можливість виявити розподіл впливів розпірних горизонтальних зусиль на опорах ригелів по поверхнях рами через фактичну максимальну висоту проникнення нормальних тріщин в їх прольотах.

Висновки. З аналізу дослідних даних та значень h_{crc} визначених за методикою СНиП [79] для ригелів (відм.: $\pm 0,00$; +4,80; +9,60, можна зробити висновки.

Значення розпірних горизонтальних зусиль у ригелях зменшується з підвищенням їх висоти розташування в розглянутій рамі, що пов'язано зі зменшенням горизонтальної жорсткості рамного каркаса з висотою.

Фактична ширина розкриття та висота нормальних тріщин менша за їх теоретичні значення, які пораховані з умови роботи ригеля як однопролітної шарнірно опертої балки за чинною методикою [6]. Це дає можливість стверд-

жувати про підвищення несучої здатності ригелів у межах рами від впливу розпірних зусиль.

Висота проникнення нормальних тріщин збільшується під час збільшення міцності бетону ригеля на розтяг.

Результати натурального експерименту підтвердили наявність впливу розпірних зусиль на опорах ригелів на підвищення їх несучої здатності, що теоретично передбачали у своїх роботах автори та інші дослідники.

Прийнята методика проведення натурального експерименту дала можливість виявити розпірні зусилля на опорах ригелів у разі їх шарнірного приєднання до колон рами. Надалі цю методику можна взяти за основу для виявлення розпірних зусиль на опорах ригелів за різних особливостей їх приєднання до колон рамних каркасів.

5.5. Вплив розпірних зусиль на опорах ригелів залізобетонного рамного каркаса на тріщиноутворення в колонах*

Складські приміщення бази ВАТ “Львівгуртбакалія” споруджені на початку 70-х років минулого століття в м. Львові.

Споруда (рис. 5.10) запроектована за типовою серією ИИ-60 з доповненнями і являє собою шестипролітну чотириповерхову збірну залізобетонну раму з сіткою колон 6×6 м. Висота підвального поверху 4,2 м, першого, другого і третього – 4,8 м. Згідно з серією, вузли поєднання ригелів з колонами запроектовані жорсткими, але під час детального огляду опорних вузлів [11] виявлено відсутність надпорної арматури, або її розташування не відповідало проектному рішенню. Надпорна арматура не поєднана з колоною, має “С”-подібний обрис за гранями колон і перебуває в погано забетонованому просторі між торцем ригеля та колоною і практично не сприймає зусилля в рамних вузлах. Враховуючи це, можна твердити про фактичне шарнірне поєднання ригелів з колонами у рамах будинку.

За участю авторів були проведені натурні дослідження [13, 15, 55, 74, 79] роботи збірної залізобетонної рами, в яких вивчали особливість роботи ригеля у разі його шарнірного поєднання з колоною в рамній системі з урахуванням розпірних зусиль на їх опорах під час заповнення проміжків між торцями ригелів та колоною бетоном замоноличування.

* У дослідженнях та аналізованні їх результатів брав участь д-р техн. наук проф. Р.І. Кінаш

Розпiрнi зусилля в конструкцiях з горизонтальною пружною рухомiстю опор виникають в результатi обмеження горизонтальної деформацiї ригелiв за рахунок пружної жорсткостi приєднаних до них колон та iнших конструктивних елементiв у рамних системах.

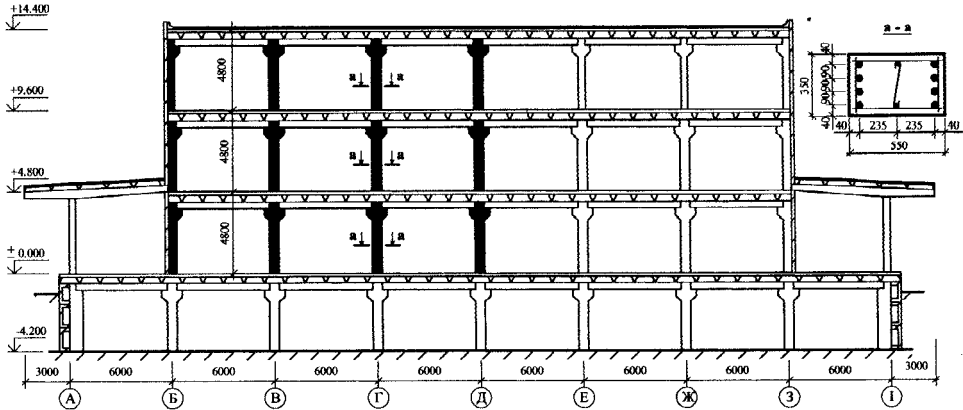


Рис. 5.10. Конструктивна схема поперечного каркаса будинку

Вивчали розпiрнi зусилля та описували у своїх роботах О.О. Гвоздев, Г.С. Григорян, И. Гийон, Л.Н. Зайцев, А. Лiбенберг, С.М. Крилов, Я.Ф. Погребний, Й. Ракосник, М. Тихий та iн.

Вивчаємо вплив розпiрних зусиль на опорах ригелiв в залiзобетонному рамному каркасi складських примiщень на трiщиноутворення в колонах.

Пiд час натурних дослiджень з метою визначення трiщиноутворення 12 колон рами визначали:

- розташування, крок, перерiз робочої арматури, товщину захисного шару бетону за допомогою приладу ИЗС-10Н iз вiдкриванням дiлянок для визначення її класу [48];

- глибину проникнення горизонтальних трiщин у тiло бетону колон за їх висотою неруйнiвним методом за допомогою приладу УК-14ПМ [25];

Дослiднi колони каркаса, з поперечним перерiзом $b \times h = 350 \times 550$ мм, армованi вiсьмома стрижнями робочої арматури $\varnothing 32$ А-III, захисний шар бетону $\alpha_s = 40$ мм (рис. 5.10). Виявляли трiщини з боку колони $b = 350$ мм. Для визначення глибини проникнення горизонтальних трiщин “ h_{erc}^{exp} ” у колонах використали ультразвуковий iмпульсний метод вiдповiдно до норм [25].

Визначаючи глибину проникнення горизонтальних трiщин в 12 колонах поперечної рами, застосовували прилад УК-14ПМ (рис. 5.11) з пристроєм для поверхневого прозвучування УППР-2М з базою вимiрювання 120 мм.

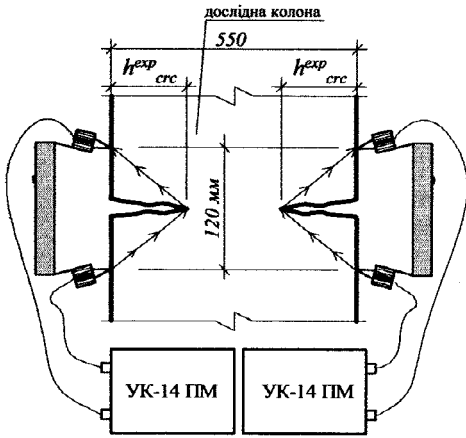


Рис. 5.11. Схема замірювання глибини проникнення горизонтальних тріщин у дослідній колоні

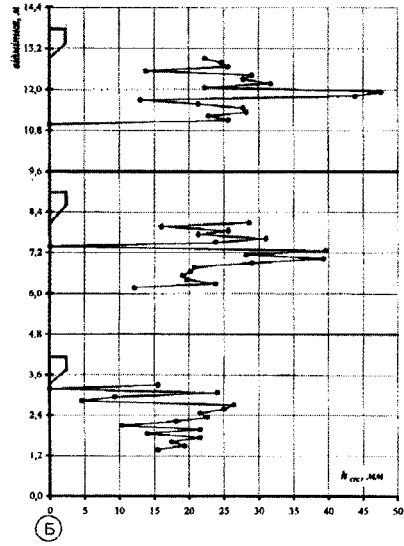


Рис. 5.12. Глибина проникнення горизонтальних тріщин h_{exp_crc} в колонах по осі "Б"

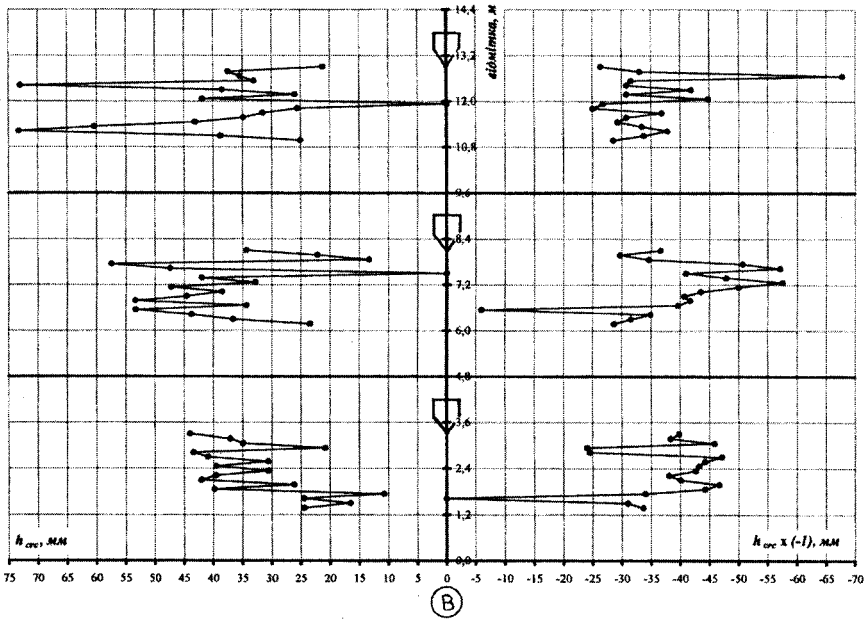


Рис. 5.13. Глибина проникнення горизонтальних тріщин h_{exp_crc} в колонах по осі "Б"

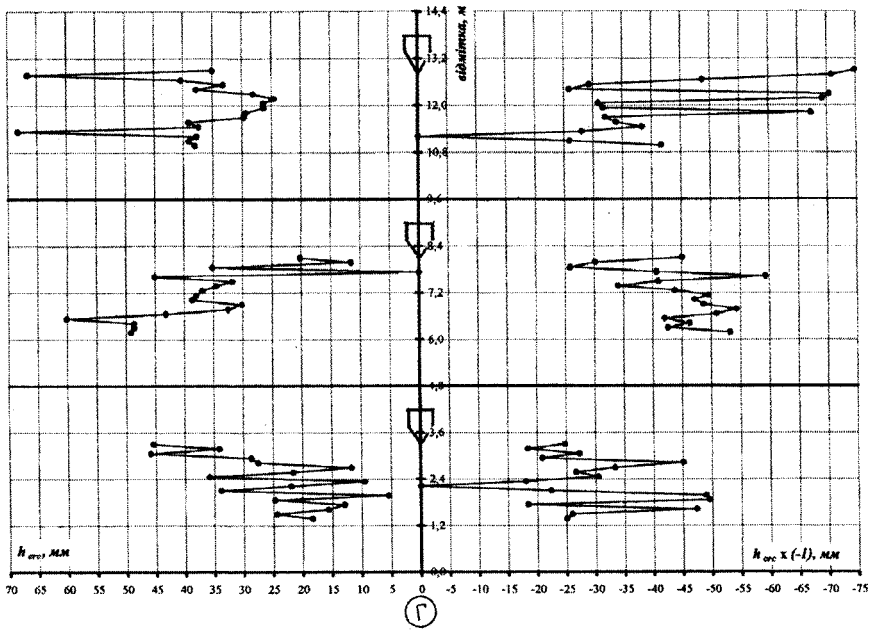


Рис. 5.14. Глибина проникнення горизонтальних тріщин $h_{ср}^{exp}$ в колонах по осі "Г"

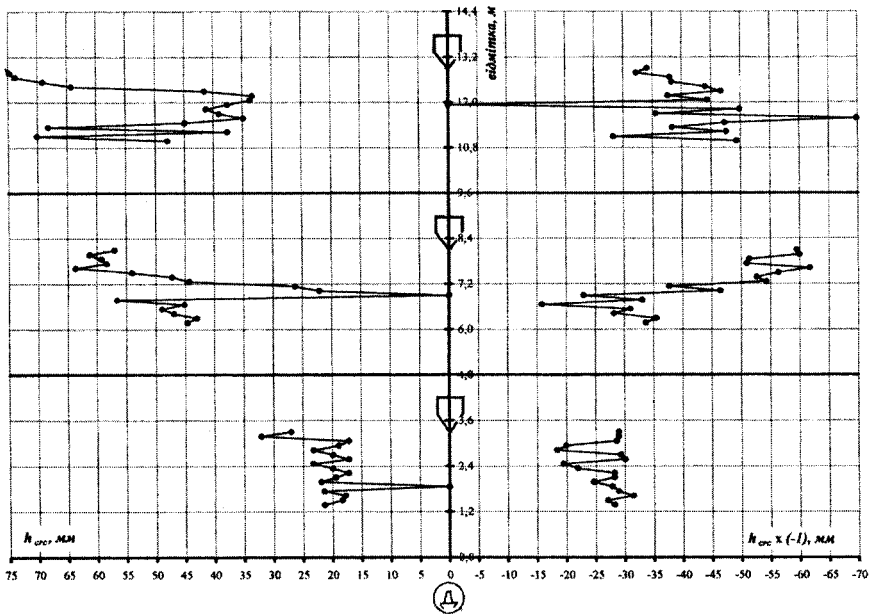


Рис. 5.15. Глибина проникнення горизонтальних тріщин $h_{ср}^{exp}$ в колонах по осі "Д"

Для виявлення тріщин заміряли з правої бокової грані для колон по осі “Б” та з лівої і правої бокових граней для колон по осях “В”, “Г”, “Д” між робочою арматурою, розташування якої попередньо визначено за приладом ИЗС-10Н згідно з ДСТУ [48]. По висоті кожної колони, між стиком колон по висоті та консоллю, виконали 17 замірювань.

Значення глибин проникнення горизонтальних тріщин „ h_{crc}^{exp} ” по висоті колон наведені на графіках (рис. 5.12–5.15).

Аналіз експериментальних даних розвитку нормальних тріщин у колонах по чотирьох осях на трьох поверхах рамного каркаса показав, що глибини проникнення нормальних тріщин (рис. 5.12–5.15) традиційно збільшується від першого до третього поверху на усіх чотирьох осях (Б, В, Г, Д) колон рамного каркаса. Така тенденція проникнення нормальних тріщин у тіло колон дає можливість підтвердити зменшенням горизонтальної жорсткості колон рамного каркаса від першого до останнього поверху.

Висновки. З аналізу дослідних значень h_{crc} для колон по чотирьох осях на трьох поверхах рамного каркаса можна зробити висновки:

Дослідження засвідчили, що порівняння інструментальних замірювань фактичних глибин проникнення нормальних тріщин у колонах по поверхах рамного каркаса дають можливість експериментально підтвердити зменшенням горизонтальної жорсткості колон рамного каркаса від першого до останнього поверху.

З результатів дослідження зрозуміло, що зменшенням горизонтальної жорсткості колон рамного каркаса від першого до останнього поверху у рамному каркасі, дають можливість підтвердити зменшення розпірних зусиль у ригелях рамного каркаса від першого до третього поверху.

Значення розпірних горизонтальних зусиль у ригелях зменшується з підвищенням їх рівня розташування в розглянутій рамі, що пов'язано зі зменшенням горизонтальної жорсткості колон рамного каркаса від першого до останнього поверху.

З аналізу досліджень очевидно, що у разі традиційного підходу до розрахунку ригелів з шарнірним поєднанням до колон у рамній системі, неможливо визначити резерви їх несучої здатності на експлуатаційні навантаження без урахування рівня розпірних зусиль, які сприймають колони рам.

Необхідно шукати підходи до уточнення розрахункової розпірної схеми роботи ригелів у рамних системах з врахуванням зміни горизонтальної жорсткості колон у межах висоти багатопрогнових багатоповерхових рам.

5.6. Нетрадиційне сполучення сумісної роботи різних типів фундаментів

У практиці будівництва під час обстеження будинків та споруд трапляються випадкові, нетрадиційні поєднання сумісної роботи різних типів фундаментів, які ускладнюють як їхню роботу, так і роботу будинків та споруд. Розглянемо випадок нетрадиційної взаємодії підшов стовпчастих фундаментів неглибокого закладання чотириповерхового промислового будинку на ВО “Львівприлад” з буровими паями підпірної споруди.

Під час виконання робіт з улаштування фундаментів будинків каркасного типу, які споруджуються на майданчиках зі значним перепадом відміток рельєфу, у практиці будівництва виникають нетрадиційні сполучення сумісної роботи різних типів фундаментів. Це здебільшого потребує додаткових витрат на підсилення фундаментів розмежуванням та зміною схеми їх роботи. У таких умовах споруджується чотириповерховий корпус № 62 на ВО “Львівприлад”. Каркас корпусу запроектований зі збірних залізобетонних конструкцій за серією 1.420-13 для багатопверхових промислових будинків.

Стовпчасті фундаменти колон каркаса виготовлені з монолітного залізобетону з загальною висотою плити та підколонної частини 6,6 м.

У крайніх рядах між підколонниками фундаментів обладнані збірно-монолітні стіни підвалу.

Значний перепад відміток рельєфу, стислі умови майданчика будівництва, необхідність збереження за технологічними умовами виробництва корпусу № 6 з відміткою підлоги на 7,6 м вище від підлоги підвалу корпусу № 62 або на 9 м вище від рівня підшви фундаментів цього корпусу – все це стало причиною обладнання між корпусами № 62 і № 6 підпірної споруди з бурових залізобетонних палей. Бурові залізобетонні палі підпірної споруди виконані довжиною 20 м, діаметром $\varnothing 800$ мм, з поздовжнім процентом армування $\mu=1,2\%$, без вилучення обсадних металевих труб. Крок палей 1,5–2,0 м (рис. 5.16).

Під час обстеження конструкцій стовпчастих фундаментів крайнього ряду корпусу № 62 і підпірної споруди з бурових палей виявлено: висота зворотної засипки перезволоженим ґрунтом фундаментної плити з боку підвалу становить $d_{\phi}=0,3-0,6$ м замість висоти $d_{\phi}=1,5$ м ущільненим ґрунтом за проектом; перезволоження ґрунту зовнішньої засипки відбувається за рахунок відсутності пластового дренажу, передбаченого за проектом, та фільтрації води з водонесних шарів ґрунту в межах висоти підпірної споруди; плитні частини семи фундаментів з крайнього ряду частково вбетоновані або торкаються до 16 бурових палей підпірної споруди: шість палей попало в проміжки плитних частин фундаментів крайнього ряду: у підпірній споруді виконано 29 бурових палей

замість 47 за проектом; відхилення осей паль від вертикальної осі у напрямку до корпусу № 62 становить 0,15–0,2 м; підшивання проміжків між палями металевими листами $\delta=4$ мм з приварюванням останніх до обсадних труб з зовнішнього боку підпірної споруди виконано з запізненням, після часткового вимивання ґрунту між палями і без подальшого заповнення утворених порожнин ущільненим ґрунтом або слабким бетоном та утворення пристінного дренажу в зоні впливу водоносних шарів ґрунту: які основи стовпчастих фундаментів корпусу № 62 та палі підпірної споруди, на час інженерно-геологічних досліджень будівельного майданчика, маємо суглинки тверді ($\gamma=18,8$ кН/м³, $\phi=22^\circ$, $C=0,01$ МПа, $E=12$ МПа); рівень ґрунтових вод на 0,6 м вище від рівня підшов фундаментів корпусу № 62.

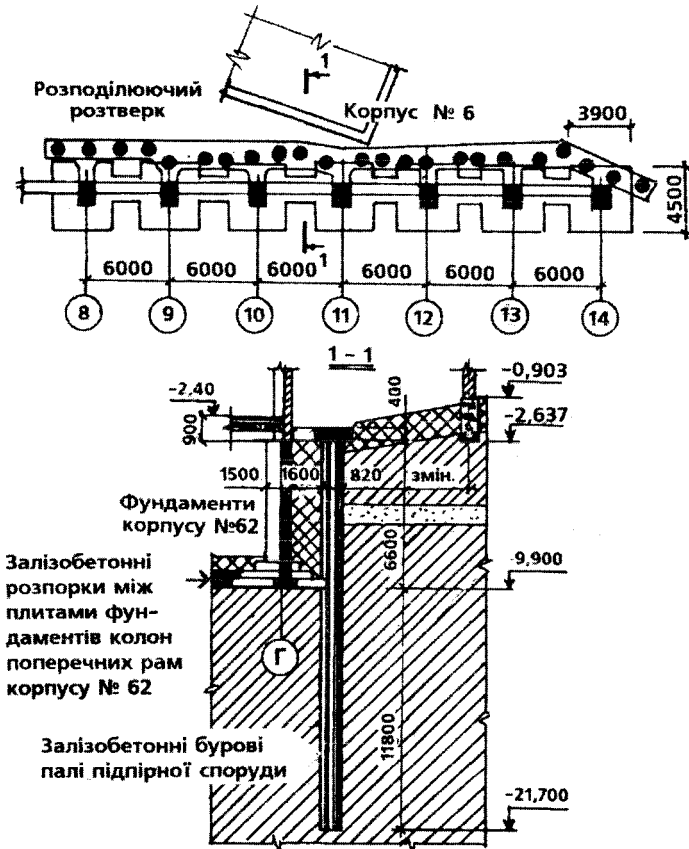


Рис. 5.16. Фрагмент плану стовпчастих фундаментів корпусу № 62 у поєднанні з буровими палями підпірної споруди

Після перевірних розрахунків фундаментів виявлено, що несуча здатність залізобетонних паль підпорної споруди, які працюють як консолі з вилітом $L_1=11,1$ м за умовного защемлення в ґрунті основи або як однопрогінні балки з консоллю з вилітом $L_2=7,1$ м від проміжної опори на середині бічної грані першої сходинки плитної частини стовпчастого фундаменту (рис. 5.16), не забезпечена; обсадні металеві труби паль у розрахунках не враховані, бо їх корозієстійкість не забезпечена упродовж восьми років будівництва від впливів витоків з гальванічного цеху в корпусі № 6, розташованого в межах призми ковзання: за усіма схемами роботи, фактична несуча здатність залізобетонних бурових паль за матеріалом і ґрунтом основи недостатня: палі підпірної споруди потребують підсилення; фундаменти крайнього ряду корпусу № 62, біля підпірної споруди, потребують підсилення на зсув по їх підшві, як від активного тиску проектної зворотної засипки, так і від сумарної опорної реакції паль підпірної споруди на опорі в середині бічної грані перших сходинок плитних частин стовпчастих фундаментів.

Рекомендовані такі основні заходи щодо відновлення несучої здатності стовпчастих фундаментів корпусу № 62 та підпірної споруди: у межах висоти плитних частин фундаментів корпусу встановити залізобетонні розпірки для долучення до сумісної роботи на зсув від горизонтальної реакції паль всіх фундаментів середніх рядів колон вздовж осей "6-14"; змінити статичну роботу паль, розташованих у межах плит стовпчастих фундаментів, з однопрогінної балки з консолями вилітом від середини бічної грані першої сходинки плитної частини стовпчастих фундаментів корпусу № 62 на двопрогінну схему за рахунок обладнання додаткової крайньої опори на вільних (верхніх) кінцях паль у вигляді розподільовального ростверку, який має шарнірну опору на каркасі чотириповерхового будинку в рівні нижньої половини висоти ригеля каркаса встановленого в перекритті над підвальним приміщенням. Зусилля від розподільовального ростверку передаються на поперечні рами каркаса корпусу № 62, які ці додаткові зусилля зможуть сприйняти.

Розроблені робочі креслення рекомендованих підсилень елементів конструкцій фундаментів корпусу № 62 та підпірної споруди.

Висновки. Неприпустимо розташовувати необґрунтовано близько або впритул бокових поверхонь плитних частин стовпчастих фундаментів до бокових поверхонь паль підпірних споруд з підвищеною горизонтальною деформативністю, що призводить до нетрадиційних випадків їх роботи та подорожчання будівництва за рахунок додаткових витрат на підсилення.

5.7. Досвід з ліквідації аварійного стану стрічкових фундаментів*

На превеликий жаль, сьогодні у м. Львові трапляються випадки вимивання (руйнування) ґрунтів основ з-під підшов фундаментів будівель і споруд внаслідок методичного та тривалого в часі впливу техногенних і природних вод. Причина одна – незадовільний (аварійний) стан систем водопостачання та водовідведення з будівлі та недостатньо ґрунтовне вивчення інженерно-геологічних умов ґрунтів ділянки забудови.

До аварійного стану фундаментів і, як наслідок, самих будівель та споруд здебільшого призводять:

- 1) руйнування елементів водопостачальних та водовідвідних систем спричинене закінченням терміну їх експлуатації;
- 2) порушення умов експлуатації мереж;
- 3) механічні пошкодження елементів мереж;
- 4) наявність внутрішніх будинкових колодязів водовідвідної системи;
- 5) “сліпі” під’єднання до мереж;
- 6) відсутність елементів чисток на трубах мереж;
- 7) замулення труб;
- 8) неможливість забезпечити за допомогою наявних мереж потреб мешканців за рахунок некоректного виконання реконструкції із збільшенням житлової площі під час надбудови або прибудови до наявних будівель і споруд;
- 9) відсутність систем відведення атмосферних опадів: дощової каналізації, фахового планування прибудинкової території;
- 10) руйнування підмосток по периметру будівель і споруд, які виконані по недостатньо ущільненому ґрунту зворотного засипання.

Всі ці вищезгадані причини призводять до вимивання (руйнування) ґрунтів основ. Ці процеси не є короткотривалими в часі і такими, які нелегко виявити на початкових етапах розвитку та вчасно ліквідувати.

Особливо ускладнюють їхнє виявлення такі умови:

- 1) відсутність доступу до підвальних приміщень працівників ЖКХ, а іноді і самих мешканців;
- 2) відсутність у будівлях та спорудах підвальних приміщень;
- 3) улаштування у підвальних приміщеннях монолітних бетонних або залізобетонних конструкцій підлог, які унеможливають спостереження за зволоженням ґрунту, за ділянками його просідання та вимивання.

* В обстеженні та опрацюванні результатів брав участь бакалавр М.В. Лобзін.

У зв'язку з вищезгаданими умовами можемо спостерігати тільки останні етапи розвитку цього процесу: провалення підлог над вимитим ґрунтом основи (рис. 5.17), втрату несучої здатності фундаменту і, як наслідок, утворення тріщин у несучих конструкціях та кладці стін та їх руйнування.

Первинною фазою руйнування основи фундаменту, яку можна спостерігати, є виникнення та розвиток тріщин з подальшою втратою геометричної та просторової цілісності будівлі чи споруди та її окремих елементів.

Трапляються випадки, коли в підвальних (цокольних) приміщеннях або прибудинковій території стаються провали. Особливо небезпечними є випадки, коли конструкція підлоги підвалу (цокольного поверху) здатна тимчасово забезпечити несучу здатність та необхідну вертикальну жорсткість над місцем аварійної ділянки вимивання.

У такому разі про наявність аварійної ситуації можна дізнатися тільки тоді, коли конструкція підлоги втрачає несучу здатність у разі критичного збільшення розмірів аварійної ділянки вимитого ґрунту, і тоді відбувається її фізичне руйнування. Внаслідок цього, саме вимивання можемо спостерігати в останній фазі втрати несучої здатності елементів конструкцій і, як наслідок, їх руйнування. Така сама ситуація виникає і з прибудинковою територією, на якій наявність якісних вимощень або тротуарів навколо будівель і споруд, автотранспортних шляхів віддаляють у часі момент виявлення та ліквідації незадовільного стану мереж та наслідки їх експлуатації.

Необхідно розробити метод швидкої та ефективної ліквідації наслідків вимивання ґрунтів основи під фундаментами.

Спробуємо класифікувати вплив аварійного стану мереж на технічний стан ґрунтової основи на забезпечення надійної роботи стрічкових фундаментів та методи для усунення їх небезпечного або аварійного станів [46, 61]:

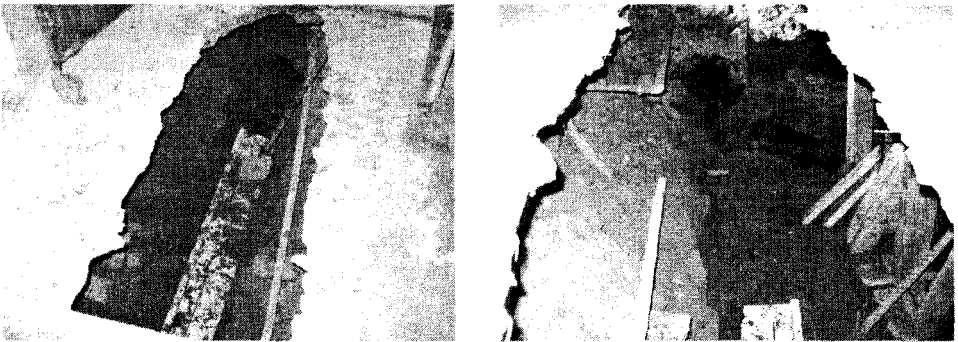


Рис. 5.17. Руйнування каналізаційної труби, вимивання ґрунту основи, провалювання бетонної підлоги

1) своєчасне виявлення аварійного стану мереж та його усунення не призводить до погіршення умов експлуатації будівлі. Вимивання ґрунтів основи та ознаки руйнування конструкцій будівлі не відбулися. Своєчасний ремонт мереж забезпечує цілісність і стійкість споруди;

2) аварійний стан мереж призводить до виникнення несприятливих умов для ґрунтів основи та несучих конструкцій – ґрунти основи поступово стають водонасиченими і знижують свою несучу здатність [43]. Унаслідок цього відбувається зменшення несучої здатності фундаментів на обмеженій або на значній його довжині.

Для ліквідації такого стану здебільшого достатньо усунути джерело зволоження ґрунту основи. Відбудеться природний перерозподіл вологи в ґрунті і часткове відновлення його властивостей. Залежно від конструктивної штивності будівлі, чи самого стрічкового фундаменту, можливий перерозподіл напружень під подошвами фундаментів.

За недостатньої штивності будівлі і фундаменту можливі нерівномірні осадки ділянок фундаментів внаслідок нерівномірної осадки площини основи [73]. Необхідно передбачити конструктивні вирішення для підвищення штивності будівлі або споруди та інші необхідні заходи за їх станом;

3) через тривалий час зволоження ґрунту відбувається водонасичення та суфозія ґрунту. Суфозія (механічна) – це природний процес відривання і винесення дрібних мінеральних частинок породи (глинистих, піщаних) за рахунок фільтрації через неї води. Наслідки цього процесу – обмежені за об'ємом порожнини під фундаментом та неминуча втрата несучої здатності ґрунту основи. Способи ліквідації цього стану – ліквідація причин замокання ґрунту з подальшими ін'єкціями (під тиском) цементного розчину під наявні фундаменти, залежно від обставин (див. п. 2 – методи усунення незадовільного стану будівлі або споруди);

4) виникнення невеликих порожнин (до 0,5 м) під наявними фундаментами. Способи ліквідації такого стану – ліквідація джерел зволоження та подальше заповнення порожнин бетоном;

5) виявлення провалів ґрунтів основи під фундаментами та оголення значних ділянок фундаментів. Переважно на цій стадії починаються незворотні процеси руйнування в несучих конструкціях, які можуть призвести до непередбачуваних наслідків. Наслідки цього процесу потрібно ліквідувати індивідуальними конструктивними рішеннями для усунення фактичного стану будівлі або споруди [46].

Надалі розглянемо деякі конструктивні рішення, які дозволили оперативно ліквідувати за фактичним станом штивності будівлі зависання фундаментів над значними ділянками вимивання ґрунтів основи з під них. Як свідчить практика досліджень виявлених провалів ґрунту під фундаментами з

зависанням оголених значних їх ділянок, такі аварійні випадки можна поділити на дві групи залежно від конструкції фундаментів, а саме: з бетону (бутобетону) та бутові [89].

Фундаменти з бетону (бутобетону). Аварійні ситуації з булобетонними фундаментами в історичній забудові міста Львова трапляються в меншій кількості, ніж бутові через те, що такі технології виготовлення фундаментів були впроваджені порівняно недавно – орієнтовно кінець XIX початок XX століття. Конструкція фундаментів переважно була такою: в котлован під стіни будівлі заливали дрібний бут з розчином і після цього, через деякий час, мурували стіни.

Розглянемо конкретний випадок з ліквідації провалу ґрунту під таким типом фундаментів (рис. 5.17) через зруйновану систему водовідведення. Ґрунти основи під фундаментами відсутні через тривале в часі вимивання на глибину до 3,5 м та 4,0 м по довжині фундаменту (рис. 5.18).

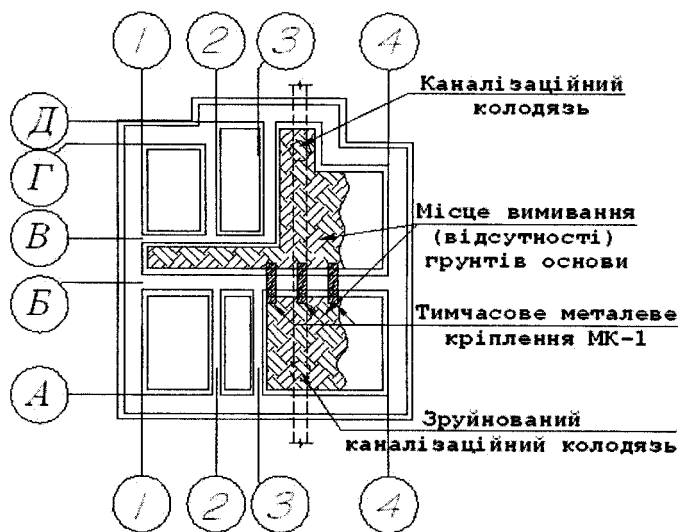


Рис. 5.18. Ситуаційна схема № 1 місць вимивання ґрунту в межах будівлі

Вимивання ґрунтів основи відбулось по осі "Б" в осях "3-4". Для ліквідації цього аварійного стану були розроблені такі конструктивні заходи (рис. 5.19).

Для встановлення проектного кріплення розроблено послідовність робіт:

1. Проаналізована конструктивна штивність будівлі і самого стрічкового фундаменту на ділянці зависання, можливий перерозподіл напружень під пі-

дошвами фундаментів за виявленим його станом. Штивність будівлі та фундаменту виявилися достатніми. Ділянка фундаменту над провалом на діючі навантаження мала практично граничну несучу здатність за рахунок його монолітності та розпорів, які сприймали його торцеві ділянки.

2. Обчислили необхідну площу залізобетонних плитних елементів для передавання навантаження від будівлі на фактичний рівень ґрунтів основи (дно котловану). Під час розрахунків враховували вільну довжину фундаменту та фактичний кут внутрішнього тертя ґрунту.

3. Наступним етапом було виготовлення кріплення МК-1 (рис. 5.19). Воно складалося з двох жорстких металевих рам та залізобетонної плити для передавання навантаження на основу. Плита розрахована на згин та продавлювання під стійками рами.

4. Порядок введення кріплення в роботу був такий (рис. 5.20):

– трамбування водонасиченого піщаного ґрунту в місце улаштування збірної залізобетонної плити. Улаштування плити на підливу з цементного розчину для вирівнювання основи. Підведення під кутом двох металевих рам, які виготовлені з фіксованим запасом по довжині. Фіксація рам на підшві фундаменту та стягування їх стійок у нижній частині до проектного положення. У зв'язку з тим, що бутобетонний фундамент був однорідним і правильної геометричної форми, між ригелями металевих рам змонтували фіксуючі підтримувальні елементи з кутників;

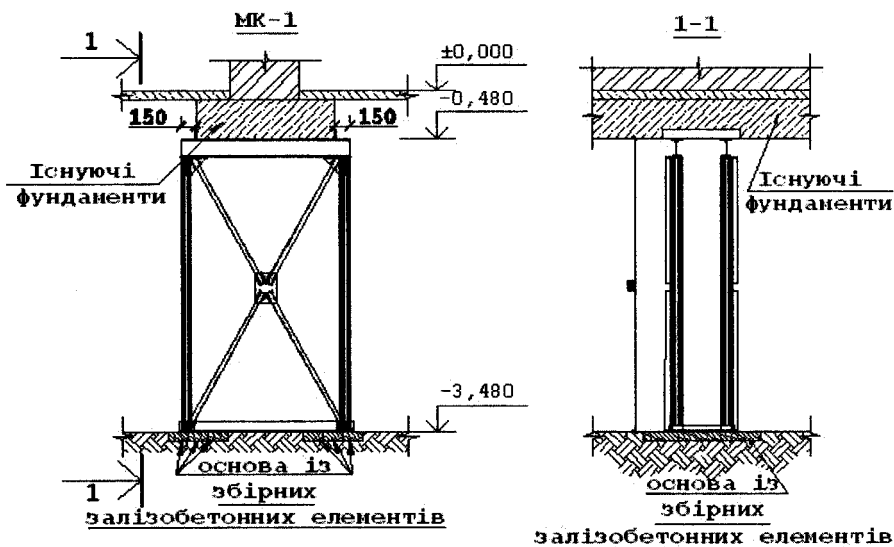


Рис. 5.19. Ситуаційна схема № 1. Кріплення МК-1

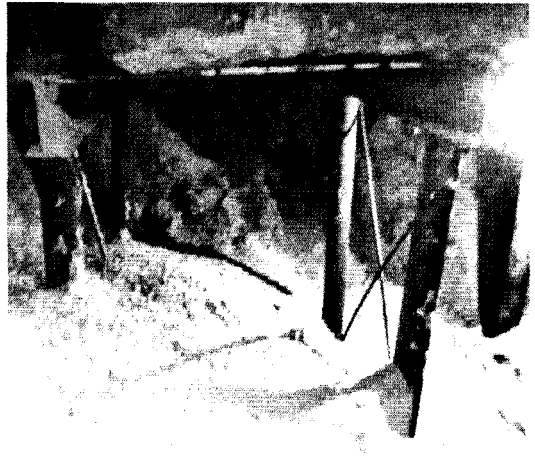
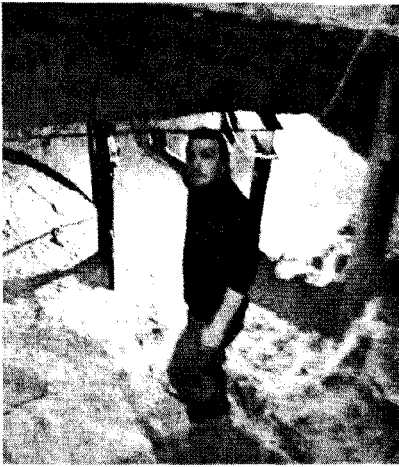


Рис. 5.20. Вигляд на запроектовану металеву частину конструкції кріплення МК-1 аварійного фундаменту

– після встановлення всіх елементів кріплень у проектне положення було виконане пошарове трамбування піщаної засипки до рівня, який був недостатній для подальшого трамбування піщаної засипки. Виконують монтаж опалубки та бетонування порожнини між подошвою фундаменту та засипкою;

– після виконання бетонних робіт засипають ґрунтом до проектованої відмітки і улаштовують проектну підлогу.

Бутові фундаменти здебільшого трапляються в історичній забудові. Складними у виконанні ремонтних робіт є конструктивні особливості таких фундаментів – розрізнені елементи подушки, а саме бут, ускладнюють кріплення тим, що втрачаючи основу під собою, бут починає руйнуватися і випадати із загального масиву подушки фундаменту. Кріпити такі фундаменти необхідно дуже обережно! Можливі обвали, які можуть спричинити нещасні випадки.

Запропоноване конструктивне вирішення дає змогу застерегти від нещасних випадків, а також спростити ремонтні роботи. Розглянемо детальніше запропоноване вирішення (рис. 5.21, 5.22) – бачимо місця вимивання (відсутності) ґрунтів основи під фундаментами. По осі “Б” в осях “2–4” ґрунт був відсутній повністю під подошвою на приблизну глибину 1,2 м та довжину 7,6 м.

Для ліквідації аварійного стану фундаменту через зруйновану систему водовідведення (рис. 5.21, 5.22) були розроблені такі заходи:

– встановлення вздовж фундаменту та закріплення П-подібних арматурних сіток для підтримки і фіксації від випадання елементів буту з масиву подушки фундаменту;

– трамбування водонасиченого піщаного ґрунту в місцях проектного розташування збірних залізобетонних плитних елементів (рис. 5.23);



Рис. 5.21. Відсутність ґрунтів основи під подошвою фундаменту за рахунок їх вимивання техногенними водами

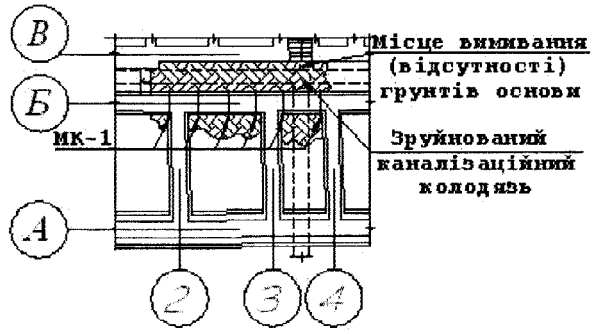


Рис. 5.22. Ситуаційна схема № 2 місце вимивання ґрунту основи в межах будівлі

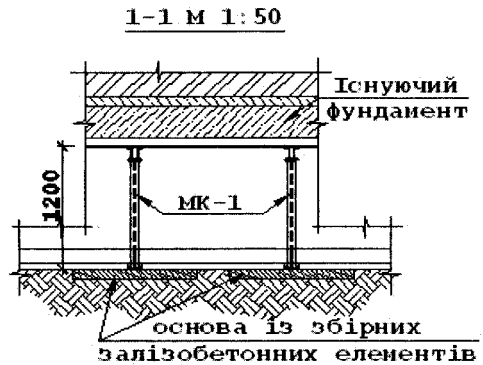
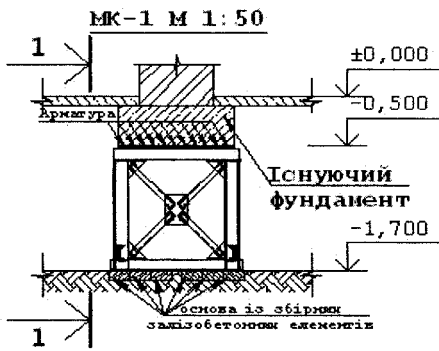
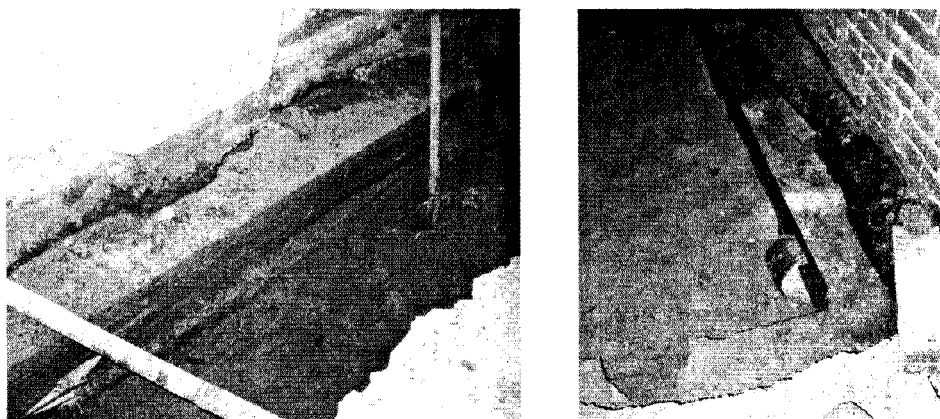


Рис. 5.23. Ситуаційна схема № 2. Кріплення МК-2

- улаштування залізобетонних плит на підливання з цементно-піщаного розчину для вирівнювання основи;
- поступове притискання з проектним кроком кріпленнями МК-2 арматурних сіток по довжині прольоту завислого фундаменту (рис. 5.23);
- приварюють поздовжні арматурні стрижні до ригелів кріплення;
- після встановлення всіх елементів кріплення в проектне положення, залежності від висоти порожнини, було виконане пошарове трамбування піщаної засипки до рівня, який був недостатній для подальшого трамбування піщаної засипки;
- виконують монтаж опалубки для бетонування та заливають порожнини під фундаментами бетоном (рис. 5.24);



*Рис. 5.24. Кінцевий етап з ліквідації аварійної ситуації. Забетоновані підшоша
бутового фундаменту разом з порожнинами*

– після виконання бетонних робіт засипають ґрунт і трамбують до проектованої відмітки влаштування проекрованої підлоги.

Висновки. Запропоновані конструктивні вирішення з ліквідації аварійних станів розглянутих типів фундаментів будівель і споруд дають змогу спростити ремонтні роботи та скоротити в часі їх виконання.

Необхідно виконувати подальший моніторинг стану будівель і споруд після підсилення фундаментів для вдосконалення конструктивних вирішень з їх підсилення.

5.8. Діагностика бетону ростверку фундаменту та підготовки під металеву раму компресора

Під час налагодження компресора AJAX OPC 2804 фірми COOPER COMPRESSION на компресорній станції “Держів”, автори роботи виконали дослідження технічного стану бетону для підготовки та бетону ростверку пального фундаменту під цей компресор (рис. 5.25, 5.26). Налагоджували компресор представники фірми COOPERR ENERGY SERVICES.

Для того, щоб прийняти компресор на гарантійне обслуговування, спеціалісти фірми звернулися до замовника НАК “Нафтогаз України” з проханням перевірити якість виконання робіт з улаштування фундаменту компресора фахівцями підрядної організації ГПУ “Львігазвидобування” для забезпечення проектної міцності бетону ростверку та якості бетонної підготовки під раму компресора.

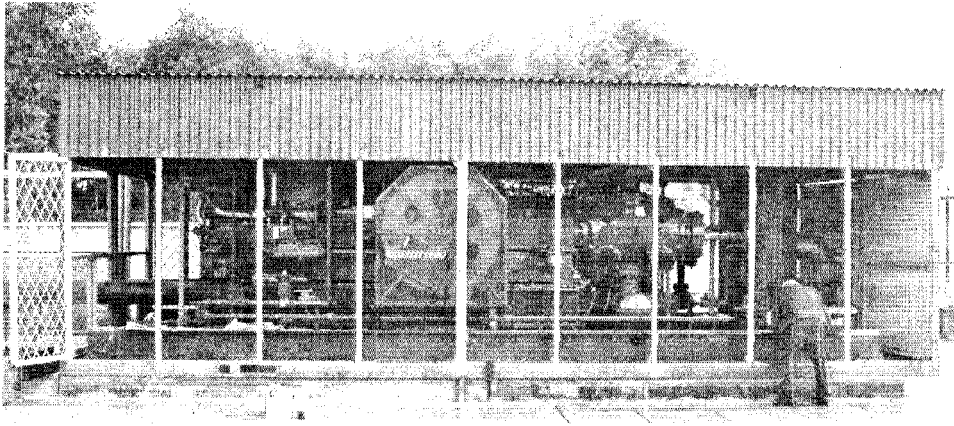


Рис. 5.25. Загальний вигляд на фасад компресора та його фундамент під металевим навісом

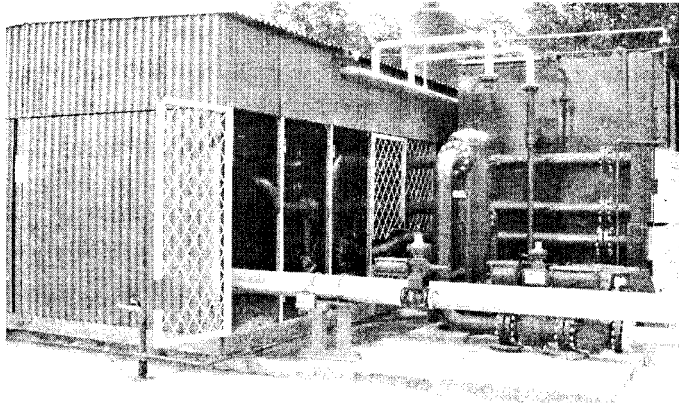


Рис. 5.26. Загальний вигляд на торцевий фасад компресора та його фундамент

Метою дослідження було виконання робіт з визначення: класу бетону ростверку фундаменту; класу бетону підготовки під раму компресора; глибини проникнення дефектів (тріщин) у бетоні підготовки під балками металеві рами компресора. Ці дані необхідні для визначення фактичного технічного стану ростверку пального фундаменту, якості виконання робіт з улаштування бетонної підготовки під раму компресора під час її монтажу і, за необхідності, розроблення технічних рішень для забезпечення надійної роботи фундаменту.

Візуальне обстеження рами під компресор AJAX OPC 2804 американської фірми COOPER COMPRESSION та підготовки під цю раму на ростверку фундаменту, яку виконали працівники підрядної організації ГПУ “Львігазвидобування”, виявило низку конструктивних недоліків:

– надземна бокова поверхня ростверку фундаменту не захищена від впливу зволоження атмосферними водами (рис. 5.25, 5.26); відмостка навколо фундаменту виконана з великорозмірних залізобетонних плит, які укладені зі значними проміжками і без ухилу, що не сприяє швидкому відтоку води від бокової поверхні;

– ухили поверхні підготовки для витоку води з-під рами компресора не передбачено в проекті компресора та фундаменту під нього як у разі улаштування компресора просто неба, так і під фактично збудованим навісом. Сітчасте огороження компресора розташоване практично біля самих балок рами компресора і, навіть, за наявності навісу не захищають раму компресора від атмосферних опадів (рис. 5.25, 5.26);

– металевий навіс над компресором не забезпечує захист поверхні бетонної підготовки та ростверку фундаменту від зволоження атмосферними опадами з одночасним впливом температурних факторів;

– за проектом не передбачений, а під час виконання робіт не забезпечений ухил поверхні бетону підготовки у проміжку між АПО газу та рамою компресора для стоку води з підготовки (рис. 5.27);

– скупчення води на поверхні підготовки, між центральною ділянкою балки Б-2 рами фундаменту та АПО газу і в межах контуру рами АПО газу, товщиною не менше ніж 2 см (рис. 5.26, 5.27);

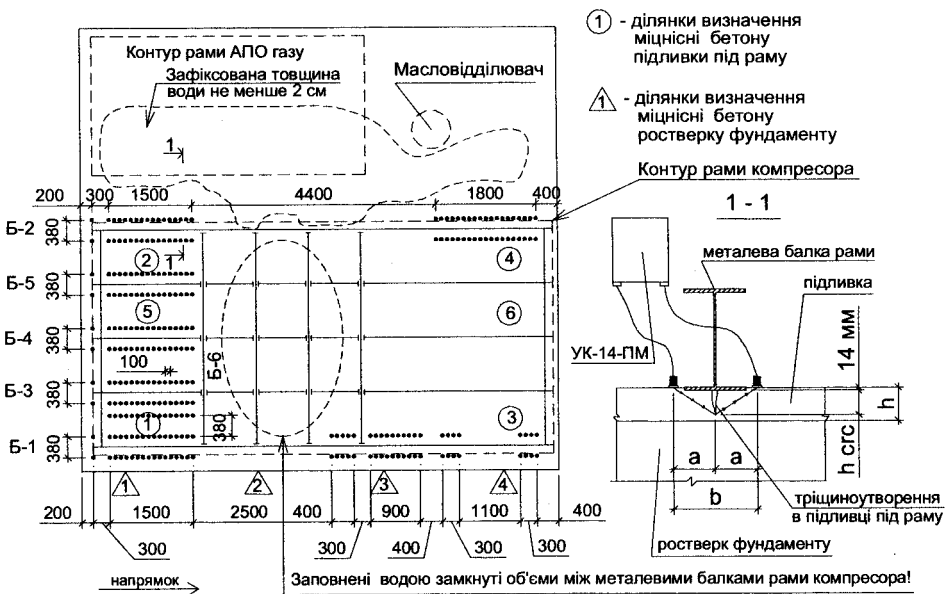


Рис. 5.27. Схеми розташування: обладнання на фундаменті; ділянок визначення міцності бетону підготовки механічним методом та місць зондування бетону ультразвуковим методом у перпендикулярному до балок напрямку, з фіксованою базою $b=380$ мм

– відсутність витoku води із замкнутих просторів між балками рами (рис. 5.27, 5.28, 5.29), що не передбачено проєктантом металевієї просторової конструкції рами компресора та за проєктом залізобетонного фундаменту під компресор, який виконували в ТзОВ „ІК “Нафтогазові технології”, на замовлення фірми COOPER COMPRESSION;

– прийняті проєктні вирішення з улаштування рами компресора без аналізу були погоджені з представниками монтажної фірми COOPERR ENERGY SERVICES, яка здійснювала монтаж та налагодження компресора на компресорній станції “Держів”;

– зафіксовано (рис. 5.29) фільтрацію води через бетон підготовки під поперечною балкою Б-6 рами компресора за рахунок недостатньої щільності та можливого тріщиноутворення в бетоні підготовки вздовж балок рами, за якою виявлений застій води;

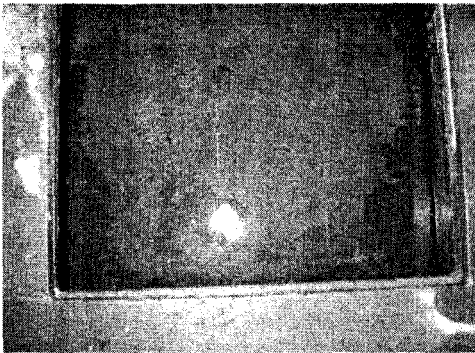


Рис. 5.28. Застій води у замкнутому просторі між металевими балками рами компресора та поверхнею підготовки



Рис. 5.29. Процес фільтрації води через бетон підготовки під поперечною балкою Б-6 рами компресора, за якою виявлений застій води

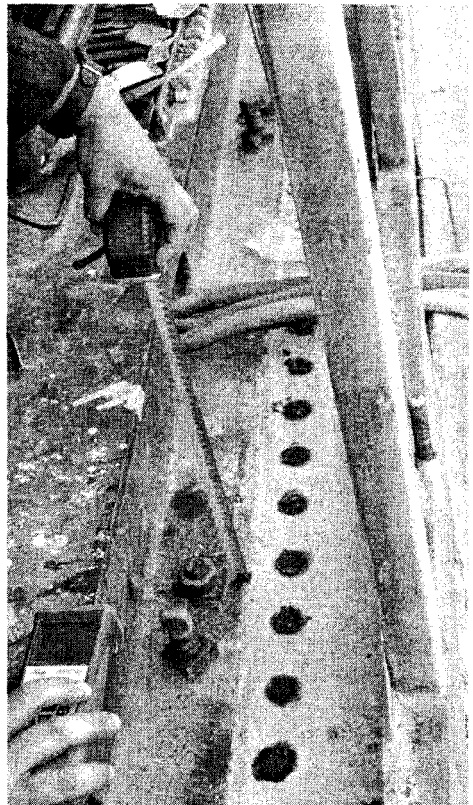


Рис. 5.30. Принцип та процес вимірювання кривини нижньої полочки поздовжньої металевієї балки рами компресора лазерним далекоміром Leica DISTO™ A5 та рулеткою

– виявлена за допомогою лазерного далекоміра Leica DISTO™ A5 (виробництво Австрії) та рулеткою кривина нижньої полицки поздовжньої металевої балки рами компресора. Максимальний вигин балки Б-1 у її центральній частині становить 2,6 мм (рис. 5.30);

– металевий навіс над компресором та металеве наявне сітчасте огороження компресора не забезпечує вільний доступ, як для обслуговування його елементів в проміжку між АПО газу та балкою Б-2 рами компресора, так і ускладнює проведення зондування бетону механічним та ультразвуковим неруйнівними методами;

– на час проведення обстеження 01–14 серпня 2006 р., у проміжку між АПО газу і балкою Б-2 рами компресора, зафіксована товщина води не менше ніж 2 см (рис. 5.26, 5.27) та рівень води у замкнутих просторах між балками рами (рис. 5.27) завадили у повному обсязі виконати зондування бетону підготовки під усіма балками рами компресора.

Інструментальне обстеження. У зв'язку із необхідністю виконали експериментальні дослідження бетону підготовки. Для перевірки міцності бетону підготовки та для виявлення тріщиноутворень в бетоні підготовки використали механічний та ультразвуковий методи неруйнівного контролю.

Дослідження міцності бетону. Під час обстеження були виконані натурні замірювання міцності бетону залізобетонного ростверку фундаменту та бетонної підготовки механічним неруйнівним методом [29]. Цей стандарт поширюється на важкий бетон і встановлює методи визначення міцності бетону на стиск у конструкціях.

У стандарті [29] рекомендовано і наведено методика з визначення міцності бетону за методом ударного імпульсу з використанням приладу А-2 “Хмельницькпромбуду”. Ділянки зондування міцності бетону ростверку фундаменту та підготовки нанесені на схемі (рис. 5.27).

Виконано аналіз одержаних даних міцнісних характеристик бетону та їхнє статистичне опрацювання з метою визначення фактичних класів бетону ростверку фундаменту та бетонної підготовки під раму компресора.

Бетон ростверку фундаменту:

– роботи з бетонування ростверку виконані за шість місяців до його обстеження;

– фактичний клас бетону ростверку $B20$, що вище за проектний клас $B15$;

– виконане статистичне опрацювання результатів замірювань міцнісних характеристик бетону по кожній ділянці ростверку фундаменту показало, що коефіцієнт варіації “ U ” коливається в межах від 9,17 % до 12,1 %. З аналізу даних з усіх ділянок зондування $U=10,63$ %. Одержані значення є нижчими від $U=13,5$ % [77] і свідчать про незначне коливання міцності бетону в межах монолітного ростверку фундаменту. Якість виконання робіт із забезпечення

міцності бетону ростверку фундаменту – добра, що вказує на достатній контроль якості бетону під час улаштування монолітного ростверку фундаменту;

– проектна міцність бетону фундаменту на час обстеження забезпечена.

Бетон підготовки під раму компресора:

– улаштовували бетонну підготовку за три місяці до її обстеження;

– фактичний клас “В” бетону підготовки В20, що відповідає його проектному значенню;

– на окремих ділянках підготовки під раму компресора фактичний клас бетону коливається від В20 до В22,5;

– виконане статистичне опрацювання міцнісних характеристик бетону підготовки під раму компресора засвідчило, що коефіцієнт варіації по кожній ділянці зондування коливається в межах від 5,02 % до 12,14 %, а по усіх ділянках зондування $U=10,76$ %, що вказує на незначне коливання міцності бетону підготовки. Одержані значення є нижчими від $U=13,5$ % [77]. Це свідчить про достатній контроль якості бетону під час улаштування монолітної підготовки під раму;

– проектна міцність бетону підготовки на час обстеження забезпечена.

Дослідження тріщиноутворень у бетоні підготовки.

Дослідження наявності технологічних дефектів, розвитку тріщин, причин їх утворення та місць розташування в бетоні підготовки під раму компресора є важливим завданням, оскільки дає змогу прогнозувати надійність та довговічність роботи фундаменту загалом під впливом статичних та динамічних навантажень, кліматичних впливів, які провокують незворотне тріщиноутворення в бетоні та незворотних дефектів у його структурі. Зміна часу проходження ультразвукових хвиль під час огинання утворених тріщин та дефектів дає змогу визначати місця розташування тріщин та дефектів і їхню інтегральну глибину проникнення в бетон (рис. 5.27).

Для аналізу стану бетону підготовки були прийняті дві схеми дослідження: діагональна і поперечна щодо осей балок рами компресора. Ділянки балок рами компресора, під якими зондували бетон ультразвуковим імпульсним методом: у перпендикулярних напрямках (рис. 5.27, 5.32) та у діагональних напрямках (рис. 5.31, 5.33) замірювань до осей балок.

Для дослідження глибини тріщин та дефектів у підготовці використали прилад УК-14ПМ з двома п’езоелектричними перетворювачами, розташованими на фіксованій базі 380 мм. Це пов’язано з шириною балок рами компресора за перпендикулярних до балок напрямків вимірювання, та змінних діагональних баз вимірювання від $b=380$ мм до $b=[380^2+(100 \times n)^2]^{0.5}$ мм. У разі зміни баз вимірювання крок вимірювання 100 мм – постійний.

Ультразвукове зондування бетону виконували з верхньої поверхні підготовки. Застосування ультразвукового імпульсного методу прийнято відповідно до [25, 1].

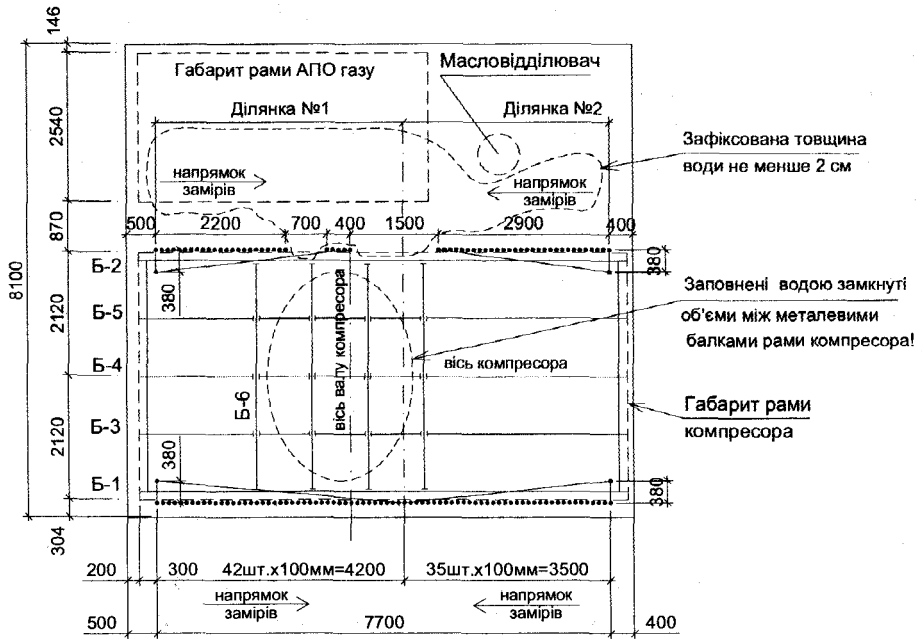


Рис. 5.31. Схема зондування бетону підготовки ультразвуковим імпульсним методом у разі діагонального прозвучування підливи під балками рами компресора

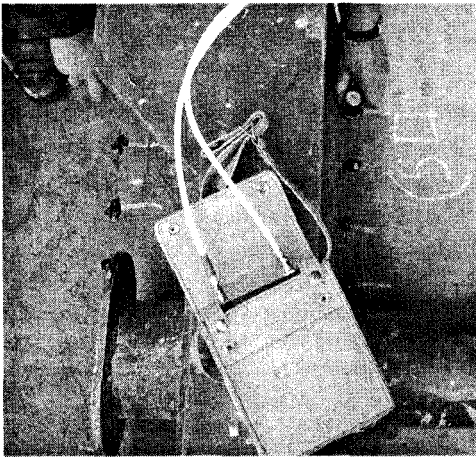


Рис. 5.32. Зондування бетону підготовки під балкою Б-2 рами компресора не руйнівним ультразвуковим методом у напрямку, перпендикулярному до осі балки. Бази вимірювання 380 мм

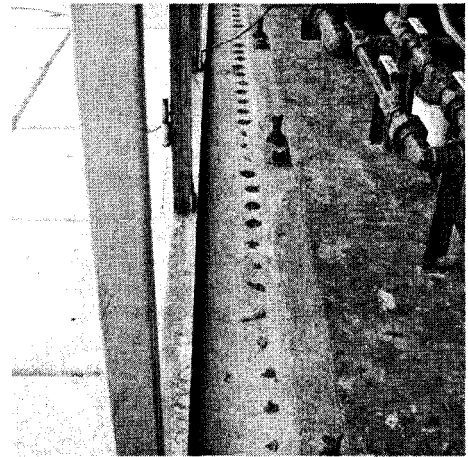


Рис. 5.33. Підготовка поверхні підготовки вздовж балки Б-1 рами компресора для проведення зондування бетону ультразвуковим методом. Нанесене мастило для поліпшення контакту датчиків з бетоном

Зміна акустичних характеристик поширення імпульсів ультразвуку в бетоні дає можливість одержати необхідну інформацію з характеру виникнення тріщин в об'ємі бетону підготовки.

У разі розташування генератора ультразвукових коливань та їх приймача на поверхні бетону підготовки можна розв'язати задачу про глибину “ h_{crc} ” розвитку тріщин (рис. 5.27).

Мінімальне значення часу проходження ультразвуку “ t_{min} ” у бетоні визначали по кожній ділянці окремо у зв'язку з можливим коливанням міцнісних характеристик бетону підготовки по площі ростверку. Розраховували „ h_{crc} ” за формулою

$$h_{crc} = \sqrt{\frac{0,25 \times b^2 \times t_1^2}{t_2^2} - a^2}, \quad (5.2)$$

де $t_1 = t_i$ – час проходження ультразвуку, якщо в бетоні є перешкоди у вигляді тріщин або дефектів; $t_2 = t_{1min}$ – час, за який ультразвук проходить в бетоні без перешкод у межах фіксованої бази b ; $b = 2 \times a$ мм – база вимірювання.

Розподіл глибин вертикальних усадкових тріщин та можливих дефектів у бетоні підготовки під балками Б-1 – Б-5 рами компресора, у разі замірювань за схемою на рис. 5.27, наведений на рис. 5.34.

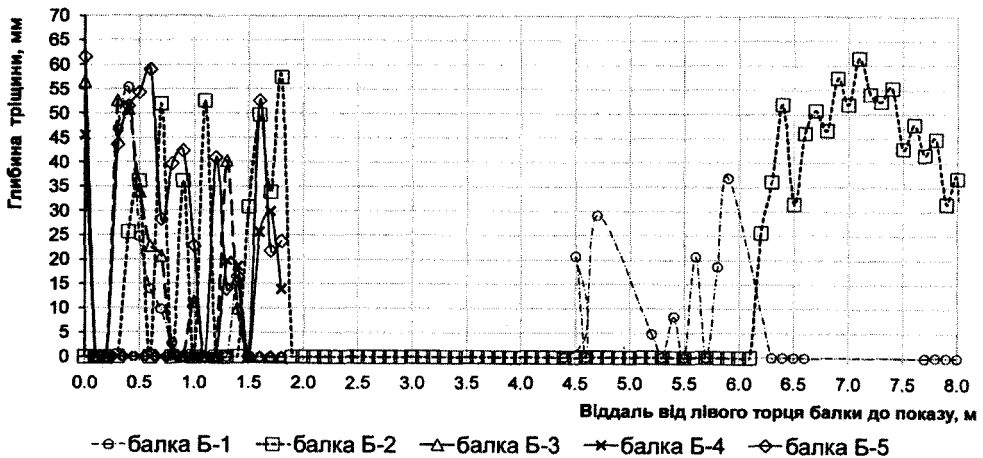


Рис. 5.34. Розподіл глибин h_{crc} усадкових тріщин у підготовці вздовж балок Б-1 + Б-5 рами компресора

Вони показують, що на досліджених ділянках, глибина тріщиноутворень, починаючи від нижньої полицки металевих балок, доволі нерівномірна і коливається вздовж балок:

- Б-1 від 0 до 55,3 мм на ділянці від 0,3 м до 0,8 м;
- Б-1 від 0 до 36,8 мм на ділянці від 4,4 м до 6,0 м;
- Б-2 від 0 до 57,5 мм на ділянці від 0,3 м до 1,8 м;
- Б-2 від 0 до 61,6 мм на ділянці від 6,1 м до 8,0 м;
- Б-3 від 0 до 52,6 мм на ділянці від 0,3 м до 1,8 м;
- Б-4 від 0 до 30 мм на ділянці від 1,2 м до 1,8 м;
- Б-5 від 0 до 59 мм на ділянці від 0,0 м до 1,8 м.

Ці значення h_{crc} можна зарахувати до усадкових тріщин. Глибина поширення можливих дефектів у бетоні підготовки під нижньою полицкою балок рами не перевищує глибину вертикальних усадкових тріщин, зорієнтованих вздовж балок. Усадкові тріщини на зниження міцності бетону під підшовою рами не впливають. Вони можуть вплинути на довговічність бетону у разі впливу на нього атмосферної вологи та температур.

Розташування анкерних болтів зафіксоване на таких віддальх від лівих торців балок: 1,1 м; 2,3 м; 3,6 м; 5,0 м; 6,2 м; 7,6 м. На ділянках біля анкерних болтів у балці Б-2 інструментально зафіксовані такі глибини тріщиноутворень: $h_{crc}=50$ мм на віддалі 1,2 м; $h_{crc}=50$ мм на віддалі 6,2–6,4 м; $h_{crc}=48$ мм на віддалі 7,6 м. Ці значення наближаються до максимальних значень 60 мм глибин тріщин заміряних вздовж балок рами (рис. 5.34). За фактичну товщину підготовки під балками рами можна прийняти 60 мм від підшови рами компресора. Проектна товщина монолітної підготовки під балками рами $\delta=30$ мм. Фактична середня глибина занурення в бетон нижньої полицки двотаврової балки рами компресора становить 14 мм (рис. 5.27). Тоді загальна фактична товщина підготовки $60+14=74$ мм. Фактична товщина монолітної підготовки збільшена у $74/44=1,7$ раза від її проектної товщини, що стало можливою причиною збільшення і глибини тріщиноутворень.

Графіки залежностей між часом проходження ультразвукового імпульсу та довжинами катетів діагональних баз замірювань на ділянках № 1 та № 2 балок Б-1 та Б-2 зображені на рис. 5.35, 5.36.

Ці графіки показали, що розподіл місць тріщиноутворень у бетоні підготовки по довжині балок Б-1, Б-2 доволі рівномірний. Високі значення кореляційних коефіцієнтів R^2 (рис. 5.35, 5.36) є цьому підтвердженням.

З графіків очевидно, що у разі діагональних замірювань відбулися деякі зміщення показів сумарного часу проходження ультразвукового імпульсу. Ці зміщення пов'язані із захопленням під час діагональних ультразвукових замірювань свердловин діаметром у бетоні ростверку, в яких встановлені анкерні болти. Під час зондування бетону під балками ультразвуковим методом у перпендикулярних до балок напрямках (рис. 5.34) виявили, що свердловини для установки анкерних болтів істотного впливу на загальні поздовжні тріщиноутворення під балками не мають.

Висновки. Клас бетону ростверку фундаменту $B20$ є більшим за проектний $B15$ і достатній для нормальної роботи компресора.

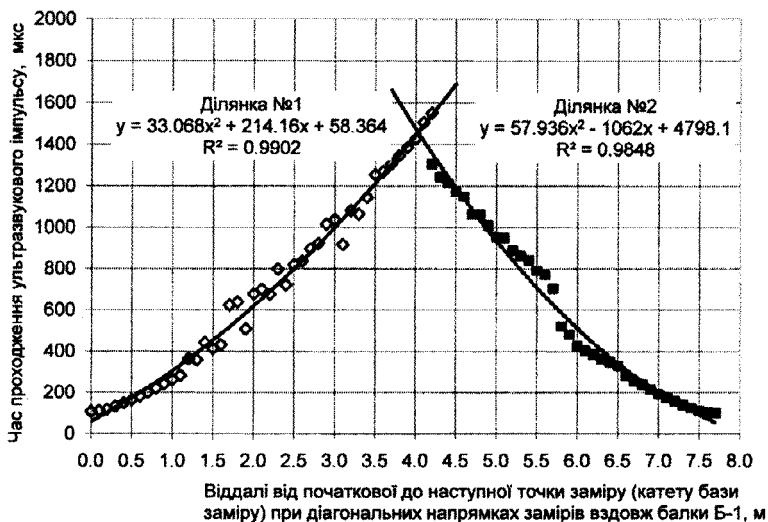


Рис. 5.35. Залежність між часом проходження ультразвукового імпульсу та довжиною катету діагональної бази замірювання на ділянках № 1 та № 2 балки Б-1

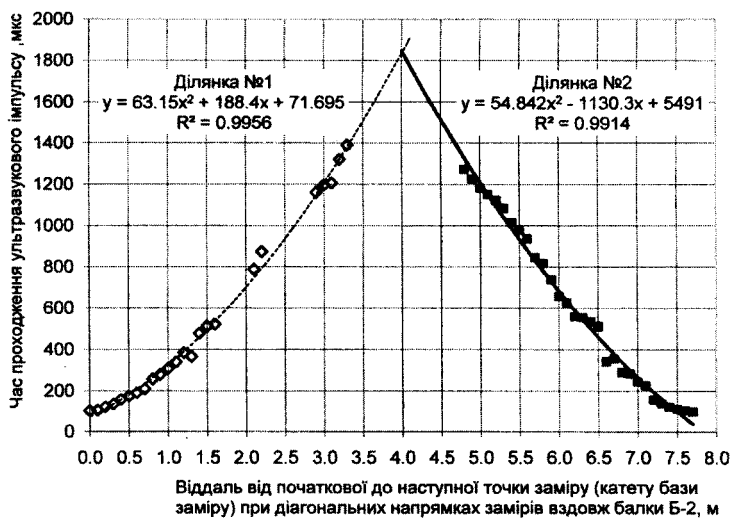


Рис. 5.36. Залежність між часом проходження ультразвукового імпульсу та довжиною катета діагональної бази замірювання на ділянках № 1 та № 2 балки Б-2

Клас бетонної підготовки під раму фундаменту не менший за проектний B20 і достатній для нормальної роботи компресора.

Заміряні глибини тріщин та зафіксовані дефекти в бетоні, починаючи із верхньої поверхні підготовки, показали реальний стан їх розташування. Зафіксовані тріщини під балками рами компресора не впливають на зниження класу бетону.

Аналіз інструментальних даних обстеження бетону підготовки показав, що внесок утворених усадкових тріщин у бетоні підготовки вздовж балок значно більший за можливу кількість дефектів у сумарному значенні тріщиноутворень вздовж осей балок рами компресора. Підтвердженням цього є інші об'єктивні фактори, до яких належать:

- вплив значної проектної та фактичної горизонтальної жорсткості рами компресора на виникнення осіданої тріщини в дрібнозернистому бетоні зі значним осіданням конуса;

- осідані тріщини логічно зосереджені вздовж полицок балок рами компресора з виходом біля торців балок, як продовження тріщин вздовж поперечних балок рами;

Основною причиною тріщиноутворень у бетоні підготовки є обмеження вільних усадкових деформацій бетону балками рами компресора. Зазначені усадкові тріщини можуть знизити довговічність підготовки, якщо її не захистити від впливів зволоження атмосферними водами та одночасної дії зовнішньої і технологічної температур.

Стан обстеженої бетонної підготовки під раму компресора за класифікацією [60] є проміжний – I – II – нормальний–задовільний (за умовами експлуатації відповідають стану I). Основне місце мають усадкові тріщини в бетоні підготовки. Розташовані вздовж балок рами усадкові тріщини – логічно пов'язані з конструктивними особливостями рами компресора, значною проектною та фактичною горизонтальною її жорсткістю.

Представники фірми COOPERR ENERGY SERVICES, проаналізувавши рівень тріщиноутворень у бетоні підготовки та результати візуального обстеження конструкції рами під компресор AJAX OPC 2804, прийняли компресор на гарантійне обслуговування.

Надалі руйнування бетонної підготовки під рамою фундаменту може відбуватись:

- по-перше, внаслідок замерзання води в межах утворених усадкових тріщин і їх подальшого розкриття;

- по-друге, внаслідок утворення силових тріщин від замерзання води в межах замкнутих просторів між поздовжніми та поперечними балками рами і відповідного деформування металеві рами компресора;

- по третє, від насичення водою бетону і утворення льоду в поровій структурі бетону.

Поверхня бетонної підготовки потребує ефективного захисту від проникнення атмосферної вологи ззовні (пряме попадання атмосферної вологи та затікання по ухилу підготовки). Для захисту бетону підготовки від зволоження потрібно використати просочувальні матеріали провідних фірм та збільшити площу навісу, враховуючи розміри проходів для зручності обслуговування компресора, поміняти сітчасте огороження стін на світлонепроникну.

5.9. Досвід доповнення фасаду сходовою кліткою з шахтою РЕЙ-ліфта

Програма розвитку Львова передбачає перетворити його з центру культурно-освітнього, туристичного, торговельного, промислового регіону в місто міжнародного співробітництва.

Така робота вимагає значних коштів і одним з напрямків є створення умов для залучення інвесторів у розвиток міста, який полягає в зміні загального вигляду міста через капітальну реконструкцію споруд у частині міста з історичною забудовою із заміною функцій споруд під підприємства торгівлі, контори, офіси, банки, житлові будинки з покращеним плануванням та оздобленням тощо.

В умовах Львова, особливо в центральній частині міста, проблема реконструкції історичних будівель полягає в:

- різноманітних конструктивних вирішеннях споруд;
- незадовільному санітарно-гігієнічному стані приміщень, проходів та подвір'їв;
- складності інженерно-геологічних умов, які погіршені станом водоканалізаційних мереж;
- незадовільному та аварійному технічному стані значної кількості споруд, збудованих наприкінці ХІХ на початку ХХ століття, близько 100 споруд у Львові перебувають в аварійному стані;
- необхідності індивідуальних архітектурних та конструктивних вирішень по кожній споруді.

Всі ці проблеми потрібно вирішувати в комплексі. Але необхідно, зважаючи на низку відомих рішень, нагромаджувати індивідуальні архітектурні конструктивні та інші рішення для повторного їх використання в практиці реконструкції з надбудовою та прибудовою старих різноповерхових споруд, а іноді, і три-, п'ятиповерхових житлових споруд, збудованих у 60-х роках минулого століття.

Робота присвячена одному архітектурно-конструктивному вирішенню реконструкції фасадної частини триповерхового виробничого корпусу, який добудований четвертим офісним поверхом і доповнений прибудованим блоком сходової клітки з ліфтом для обслуговування офісного поверху. Функціональність такого вирішення полягає в розвантаженні двох наявних сходових кліток обслуговування виробничої частини корпусу, які за нормативними документами не взмозі пропустити додатковий людський потік з офісної частини корпусу, і в розподіленні цих потоків.

Робочий проект сходової клітки з шахтою РЕЙ-ліфта в металевому варіанті за завданням ВАТ “Світоч”, автори виконали у співпраці з НІПФ “Реконстрпроект” у 2001 р.

Прив’язку сходової клітки з шахтою РЕЙ-ліфта до фасаду, надбудованого четвертим офісним поверхом триповерхового виробничого будинку корпусу № 4, виконали за натурними розмірами з урахуванням розташування наявних вентиляційних шахт та використанням віконних прорізів для улаштування дверей ліфта та сходової клітки. Сходова клітка з ліфтом запроєктована для обслуговування потоку працівників четвертого надбудованого офісного поверху.

Навантаження на сходову клітину прийняті згідно зі СНиП 2.01.07-85. Ригелі сходової клітки розраховані на сприйняття навантаження від склопакетів або панелей типу сандвіч: профільований настил – утеплювач – металеві листи.

Ширина сходинок сходової клітини на чотири поверхи прийнята 1,35 м згідно з п. 4.16 (сходова клітка належить до першого типу) та п. 4.26 (ширина евакуаційного шляху мусить бути $>1,2$ м) СНиП 2.01.02-85*; п.1.96 (ширина сходового маршу не менше ніж 1,2 м за кількості працівників менше ніж 200 осіб) СНиП 2.08.02-89.

З конструктивного погляду каркас сходової клітки – це просторова напівжорстка рама. У поперечному напрямку (перпендикулярно до фасаду) – це дві чотириповерхові рами з жорсткими вузлами. Стійки рами виконані (з матеріалу замовника) з двох квадратних профілів трубчастого перерізу 150×150 мм з товщиною стінки 8 мм (ТУ36-2287-80).

Між стійками, на рівні сходових майданчиків, входять ригелі з того самого профілю, що і стійки, і з’єднані зі стійками зварюванням за периметром дотикання для утворення жорсткого вузла. До ригелів підходять від кожного сходового маршу один косоур з двох консольними сходишками завширшки 1350 мм вище відм.+0,00 і 1250 мм у приямку-фундаменті входу в підвал.

У поздовжньому напрямку дві рами утворюються металевими стійками та ригелями в рівні кожного сходового майданчика. Консольні частини ригелів, з боку сходових майданчиків, є їх несучими елементами. Одночасно, повна довжина зовнішніх ригелів виконує функцію несучих елементів вітражів. Вітражі несуть і елементи, які з’єднують у торцях ригелі поздовжніх рам.

Для сприйняття кручення сходової клітки в горизонтальній площині поздовжні ригелі між стійками виконані з двох швелерів. Збільшення жорсткості рам сходової клітки в поздовжньому напрямку забезпечується косоурами, які працюють як розкоси (в’язі) просторової ферми, в якій поясами є стійки рами і які додатково сприймають зусилля, що виникають у фермі від вітрових навантажень. Зусилля від розкосів на пояси ферми (стійки рами) передаються через ригелі поперечних рам та за рахунок того, що усі сходові майданчики в

горизонтальному напрямку виконані з підвищеною жорсткістю. Підвищена жорсткість сходових майданчиків потрібна і для сприйняття кручення просторової рами в горизонтальній площині та сприйняття часткового опорного моменту від косоурів для збільшення їх жорсткості.

Розрахунки поперечної рами на усю висоту сходової клітки на ЕОМ показали, що в найвищій її точці відхилення від вертикалі на дію вітрових навантажень становить 50 мм. Тому прийняте рішення закріпити внутрішні стійки сходової клітки на фасаді корпусу № 4 за допомогою закладних деталей із забезпеченням можливих вертикальних переміщень рами.

Навантаження на шахту ліфта прийняті згідно з даними фірми “РЕЙ ЛФТ” (Софія 1202, вул. Будапешта, 100).

Шахта ліфта, з конструктивного погляду, – це просторова напівжорстка рама. У поперечному напрямку (перпендикулярно до фасаду) вона має дві плоскі рами. Перша плоска рама – ліворуч має комбіновану конструкцію, яка знизу та згори має плоскі ферми, а в середній частині – раму з жорсткими вузлами. Друга плоска рама – праворуч, біля сходової клітки, по усій висоті має фермову решітку з додатковими ригелями для сприйняття горизонтальних зусиль від кабіни ліфта та підйимального пристрою. З внутрішнього боку цієї рами встановлюються напрямники ліфта та гідравлічний циліндр.

У поздовжньому напрямку (паралельно до фасаду), дві поперечні рами об’єднуються поздовжніми рамами з ригелями, розташованими на рівні ригелів рам сходової клітки і які мають жорсткі вузли на стійках двох поперечних рам шахти ліфта. На рівні верхньої плоскої ферми лівої поперечної рами в зовнішній поздовжній рамі шахти ліфта виконується в’язевий блок. Угорі шахта ліфта завершується горизонтальною в’язевою рамою, до якої кріплять монтажну балку.

Вхід у шахту ліфта на першому та четвертому поверхах оздоблюється метало-пластиковими панелями.

У зв’язку з малою жорсткістю рам шахти ліфта, їхні пристінні стійки приварили до закладних деталей на фасаді, а стійки правої рами, на яку діють горизонтальні зусилля від кабіни ліфта та підйимального пристрою, приварили до торцевих елементів ригелів поздовжніх рам сходової клітки.

Під сходову клітину та шахту ліфта запроєктований залізобетонний прямокутник – фундамент, у межах якого влаштовується вхід зі сходової клітки в підвальні приміщення корпусу. Середній тиск під подошвою фундаменту, враховуючи його конструктивні розміри, становить $0,53 \text{ кг/см}^2$. За основу фундаменту прийняті ущільнені щебенем насипні ґрунти біля корпусу № 4.

Під час виконання робіт монтаж блока розпочинали з конструкції сходової клітки за рахунок її більшої жорсткості. Бетонування фундаментів та монтаж металевих каркасів сходової клітки та шахти ліфта виконала фірма

“Гарант-2” (рис. 5.37, 5.38). Роботи з оздоблення фасаду виконала фірма “Світанок”.

Розроблена архітектурна пропозиція з вирішення та оздоблення дворового фасаду цеху № 4 цікава комплексним рішенням фасаду сходової клітки та ліфта (рис. 5.39, 5.40).

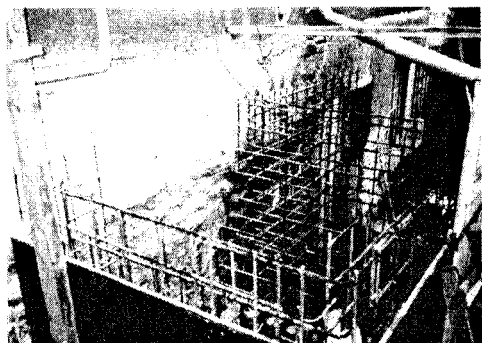


Рис. 5.37. Армування фундаментів сходової клітки та шахти ліфта

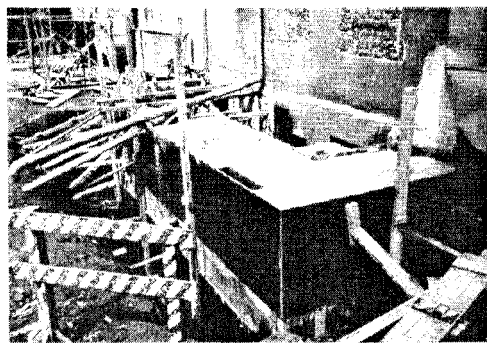


Рис. 5.38. Бетонування фундаментів металевого каркаса сходової клітки та шахти ліфта

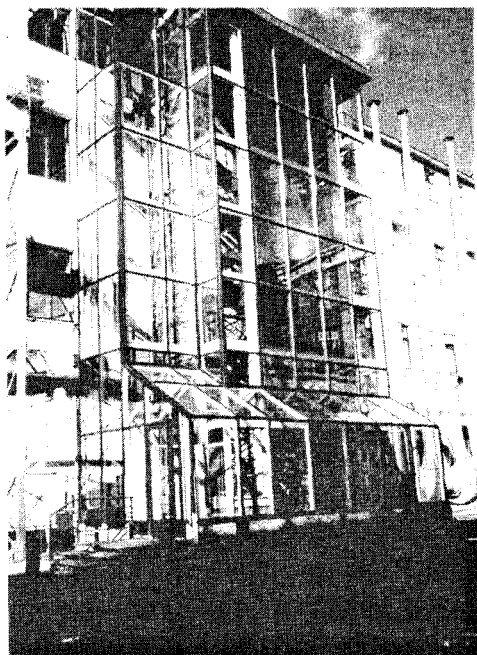


Рис. 5.39. Конструктивне вирішення фасаду сходової клітки та ліфта

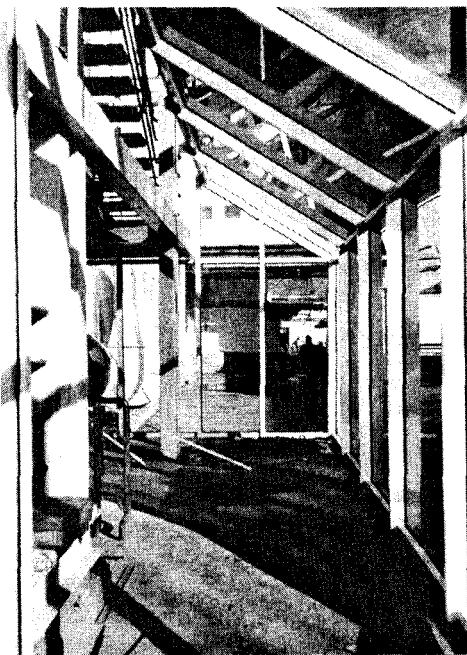


Рис. 5.40. Загальний вхід з подвір'я в ліфт та сходову клітку через тамбур та вестибюль

Суцільно зашклена смуга завширшки 9 м і заввишки 15 м значно покращує архітектурні якості дворового фасаду корпусу і виступає його яскравим декоративним елементом. З кабіни ліфта та зі сходової клітки відкриваються цікаві ракурси на смугу зеленого насадження та споруди в подвір'ї підприємства. Застосовані склопакети забезпечують температуро- вологісні характеристики в межах прибудови до корпусу. Запроектований загальний вхід з подвір'я в ліфт та сходову клітку через тамбур та вестибюль.

Конструкції сходової клітки та шахти ліфта легкі для монтажу, ефективні та зручні під час експлуатації за рахунок вільного доступу до всіх конструктивних елементів.

Ця конструкція привертає увагу своїм раціональним, лаконічним вирішенням. Значна дзеркальна площина фасаду відтворює в собі навколишнє середовище, сприяє створенню ефекту збільшення простору навколо забудови.

Висновки. Доцільно і надалі розширювати застосування подібних архітектурно-конструктивних рішень сходових кліток, поєднаних з шахтою РЕЙ-ліфта для підживлення дворових та головних фасадів промислових, цивільних та житлових будинків та споруд.

Таке конструктивне вирішення можна розповсюдити і для прибудов різного призначення біля наявних будинків, щоб не довантажувати фундаменти та обладнання пристінних колон для підсилення цегляних стін та зміни його архітектурної виразності під час використання пристінних стійок для навішення на них декоративного зашклення з застосуванням склопакетів.

Запропоноване вирішення вітражу та описана конструкція сходової клітки запропоновані для оздоблення фасадів будинків та споруд різного призначення, щоб покращити їх візуальне сприйняття.

5.10. Вплив землетрусу на технічний стан каркаса головного корпусу ТЕЦ у м. Кишинів

На теренах Радянського Союзу у 70-х роках минулого століття побудували ТЕЦ-2 у м. Кишинів, Республіка Молдова [68]. Після 35 річного експлуатаційного періоду головного корпусу ТЕЦ-2 та після тривалого періоду післясейсмічних дій, автори разом з ТзОВ "ІФ "Теплоэлектропроект", у березні місяці 2006 р. обстежили корпус для визначення технічного стану його каркаса. На час виконання обстеження стан будівельних конструкцій після завершення будівництва та після землетрусів не був зафіксований.

Сейсмічність майданчика 7 балів за додатками 1 та 1.1 нормативів відповідно [39] та [84]. Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями II [39, 84].

Виконане дослідження інженерно-геологічних вишукувань [65] показало, що сейсмічність майданчика, на якій розташований головний корпус ТЕЦ-2, – вісім балів. За результатами інженерно-геологічних досліджень на 6-метровій глибині переважають ґрунти третьої категорії за сейсмічними властивостями з показником консистенції більшим за 0,5.

Останній найпотужніший землетрус у 7–8 балів був зафіксований на території Молдови 31 серпня 1986 р. сейсмічною станцією у м. Кишинів. До початку обстеження головного корпусу було зафіксовано ще землетрус у 5,5–6 балів 28 жовтня 2004 р.

Досвід оцінювання технічного стану споруд такого типу після сейсмічних дій відсутній. Тому необхідність обстеження та виявлення фактичного технічного стану сталевих та збірних залізобетонних елементів конструкцій каркаса є актуальним і необхідним завданням для аналізу роботи таких споруд на сейсмічні дії.

Поперечний переріз головного корпусу ТЕЦ наведений на рис. 5.41; загальні вигляди на деякі елементи конструкцій каркаса машинного, деаераторного та котельного відділень корпусу – рис. 5.42.

Метою обстеження було оцінювання фактичного технічного стану основних елементів несучого каркаса корпусу ТЕЦ. Здійснити фіксацію основних видів дефектів для визначення причин їх виникнення у елементах конструкцій каркаса під впливом сейсмічних дій і для подальшої нормальної їх роботи після розроблення необхідних проектних рішень.

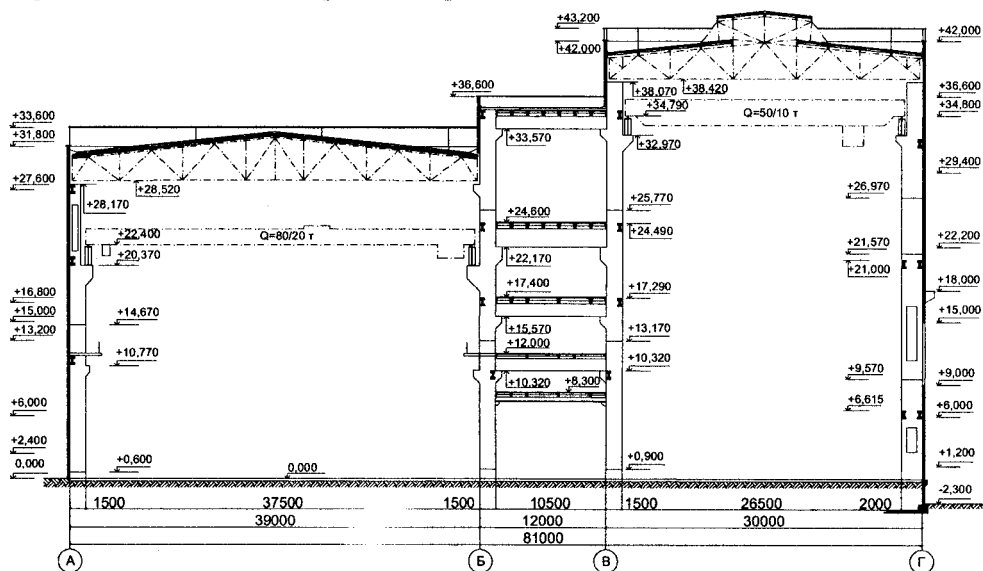


Рис. 5.41. Поперечний переріз головного корпусу ТЕЦ в осях "А-Г"

Завданням досліджень технічного стану основних будівельних конструкцій каркаса головного корпусу є аналіз конструктивних рішень проекту для його коригування, спрямованого на забезпечення надійності споруди під час подальшої її експлуатації.

Безумовно, не усі прийняті конструктивні рішення у проекті головного корпусу ТЕЦ, який реалізований в 70-х роках минулого століття, відповідають сучасному баченню конструювання подібних споруд. Під час проектування у 1970 р. елементів конструкцій каркаса головного корпусу Кишинівської ТЕЦ-2 не були враховані вимоги старих та чинних норм [39, 84].

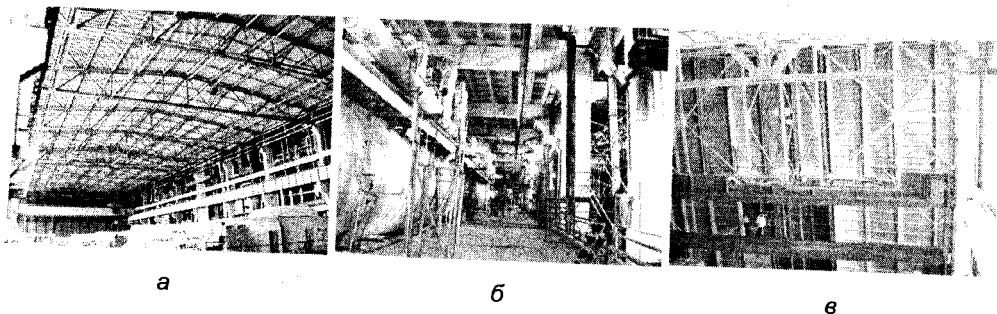


Рис. 5.42. Загальні вигляди на деякі елементи конструкцій каркаса корпусу ТЕЦ:
а – покриття машинного відділення; б – каркас деаераторного відділення;
в – покриття котельного відділення

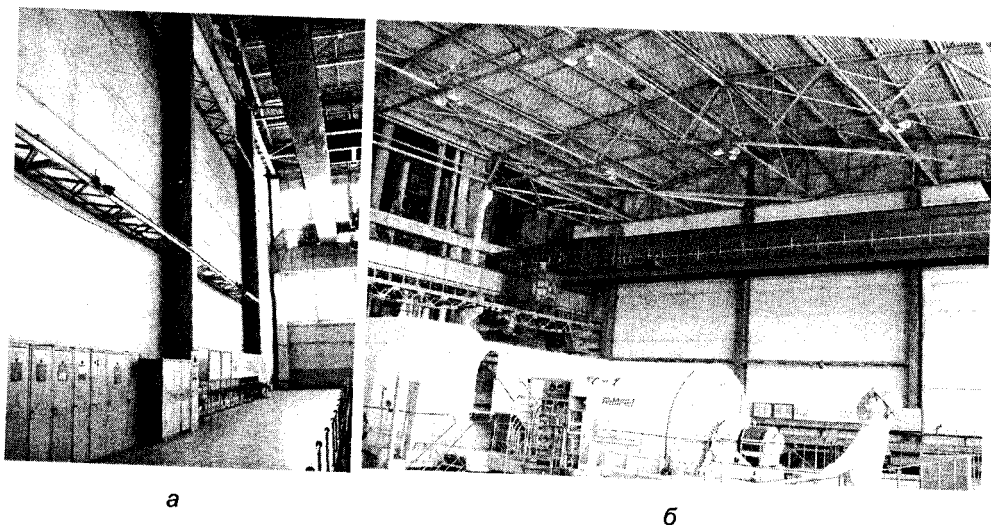


Рис. 5.43. Загальні вигляди на деякі елементи конструкцій каркаса корпусу ТЕЦ:
а – торцева стіна по осі "1" в осях "А-Б" – залізобетонні панелі на металевих фахверкових колонах; б – місце стоянки крана

Об'ємно-планувальні і конструктивні вирішення, які б забезпечили симетричність розподілу у плані будівлі мас торцевих стін: по осі "1" в осях "А-Б" (39м) залізобетонні панелі на металевих фахверкових колонах (рис. 5.43) та по осі "12" в осях "А-Б" (39 м) легка металева обшивка з профільованих листів по металевих фахверкових колонах, що спричинило різний характер деформування температурних блоків в осях 1-7 (72 м) та 7-12 (60 м), що проявилось в різному розташуванні точок центрів мас від сейсмічних дій між осями А-Б (рис. 5.44).

Проектне вирішення горизонтальних в'язей по нижніх поясах ферм в осях "1-2"/"А-Б" передбачає стержні, які передають навантаження під кутом від торцевого фахверка на вузли хрестових в'язів, що фактично і виконано в натурі. У другій главі серії УМК-01, розділ 1 "Конструктивныє решения" зазначено: "Связи по фермам не рассчитаны на передачу горизонтальных нагрузок с торцов здания", що у розглянутому конструктивному вирішенні не реалізовано.

Аналіз конструктивного вирішення металевих колон фахверка показує, що вище від відмітки +28,17 м жорсткість фахверкової стійки у декілька разів (мінімум на порядок) менша, ніж жорсткість самої фахверкової колони. Це і спричиняє на відмітці $\approx +28$ м додаткову, не бажану, реакцію від фахверка на центральні вузли хрестових в'язів (з відм. $\approx +28$ м на відм. $\approx +28,5$ м).

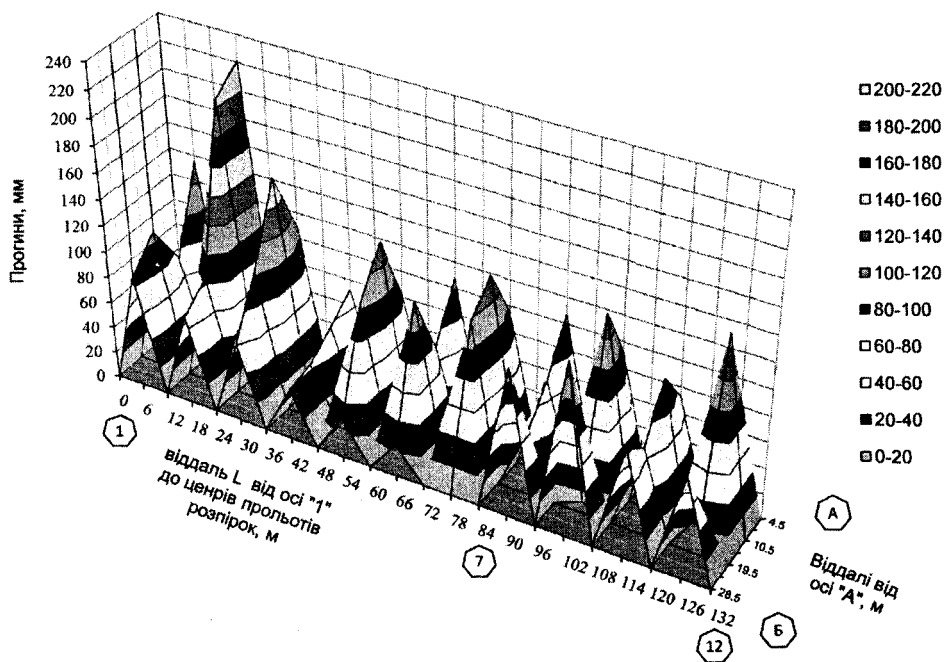


Рис. 5.44. Прогини розпірок по нижньому поясу ферм після сейсмічних дій

У разі реакцій від різнопланових динамічних навантажень, які звичайно діють як змінні, їхній вплив на просторову роботу в'язів значний. Ця реакція не зменшується за рахунок "умовних" вітрових ферм, встановлених по осі "1" між металевими фахверковими колонами, а тільки дещо перерозподіляються. Це пов'язано з тим, що горизонтальні вітрові ферми не доходять до осей "А" і "Б", тобто фахверкова стіна по висоті у горизонтальній площині (на відмітках встановлення вітрових ферм) не мають проміжних опор (рис. 5.43, а).

Основними збурювальними масами під час сейсмічних коливань були: переміщення великих мас стінових панелей торцевого фахверка по осі "1" в осях "А-Б" (рис. 5.43, а) і непрацюючого крана в осях "1-2" (місце його стоянки, рис. 5.43, б).

Сейсмічні дії, які створили можливість розвитку у 12 метрових розпірках між нижніми поясами ферм прольотом 39 м у покритті машинного залу не допустимі непружні деформації проявилися у значних прогинах розпірок залежно від місця розташування в плані покриття (рис. 5.44). Відповідно до пункту 14 третьої глави серії УМК-01, розділу 1 "Расчетные нагрузки", зазначено: "Произведена проверка нижних поясов ферм на возможность появления сжимающих усилий при суммарном воздействии продольных сжимающих усилий в составе поперечной рамы и от ветровой нагрузки на кровлю при минимальной постоянной нагрузке".

Бачимо, що у розглянутому конструктивному вирішенні ферм за типовою серією УМК-01, не врахований можливий вплив сейсмічних дій, залежно від їх районування, на елементи кроквяних ферм. Зменшення фактичної жорсткості розпірок на рівні нижнього поясу ферм, за рахунок значних їх прогинів від сейсмічних дій (рис. 5.44) і практично граничними прогинами від власної ваги, не в стані забезпечити стійкість нижнього поясу ферм з площини ферм у разі невідгідної сумарної комбінації навантажень.

Значні прогини в розпірках по нижньому поясу ферм виникли за рахунок дії динамічних складових зусиль від мас торцевого фахверка та непрацюючого крана в осях "1-2".

Приварювання фасонки в'язів та розпірок до кутників нижнього поясу ферм, під час їх прогинів, призвело до згину обушків кутників. У проектному вирішенні фасонки в'язів та розпірок підвішені на болтах до кутників ферм.

По нижньому поясу ферм, в межах осей "А-Б"/"1-7" і "А-Б"/"7-12", не замкнуті контури горизонтальних в'язів вздовж осі "Б".

На консолі колон по осі "Б", з боку осі "А", спираються на відмітці +28,170 м металеві трапецієподібні ферми прольотом 39 м. Під час сейсмічних коливань значно зменшується горизонтальна жорсткість в'язів та розпірок по нижніх поясах ферм (незамкнутий контур і недостатня горизонтальна жорсткість колон по осі "А" з площини рам) до роботи інтенсивно долучилися горизонтальні в'язі

в межах осей "1-2". Це спричинило значні зусилля розтягу в нижніх поясах ферм по осях "1" та "2", зсув у межах отворів $\varnothing 50\text{мм}$ під болти в опорних пластинах ферм та тріщиноутворення біля торцевих граней консолей по відповідних осях і відмітках. В опорних пластинах зафіксовано по два опорних болти замість чотирьох болтів М36 за проектом ("Вузол № 1", аркуш 70395-е).

Аналіз сумарних відхилень колон від вертикалі вздовж осі "А", у напрямку від осі "1" до осі "12", показав, що відхилення колон у межах температурного блока в осях "А-Б"/"1-7", в межах відміток +12,00 м та +28,77 м, становить 268–345мм, а в межах температурного блока, в осях "А-Б"/"7-12", у межах відміток +12,00 м та +28,77 м, становить 4–70 мм.

Горизонтальна жорсткість колон вдвоє осі "А" з розпірками у трьох рівнях (система являє собою багатоповерхову шестипролітну раму в межах температурного блока в осях "1-7") значно нижча, ніж у п'яти пролітній рамі по осі "А" в межах осей "7-12". Це виникло через переміщення великих мас в осях "1-7" внаслідок сейсмічних дій від стінових панелей торцевого фахверка по осі "1" в осях "А-Б" і непрацюючого крана в осях "1-2".

Загальна інтенсивна дія мас корпусу спричинила розвиток у вузлах з'єднаннях колон із ригелями у рамі деаераторного відділення непружних деформацій та можливість їх крихкого руйнування на відмітці +33,57 м, що доволі чітко ілюструє рис. 5.45. У вузлах не передбачені конструктивні вирішення для забезпечення їх геометричної незмінності від горизонтальних сейсмічних дій.

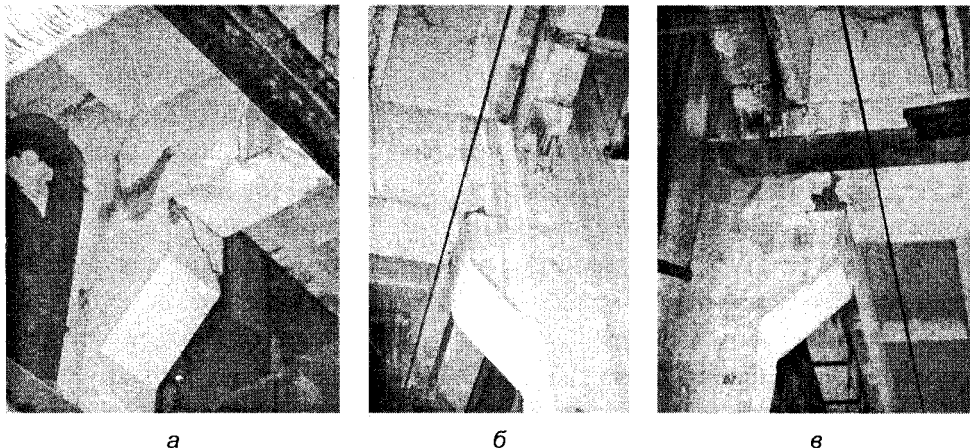


Рис. 5.45. Наслідки деформування стиків ригелів з колонами у рамі деаераторного відділення від сейсмічних дій: а – змінання бетону у ригелі, сколювання бетону консолі, відм. +33,57 м, в осях "4/Б"; б – обертання ригеля навколо верхньої грані і відрив від консолі, відм. +33,57 м, в осях "4/В"; в – змінання бетону ригеля на консолі, відм. +33,57 м, в осях "6/Б"

Значні прогини в розпірках по нижньому поясі ферм виникли за рахунок дії динамічних складових зусиль від мас торцевого фахверка та непрацюючого крана в осях “1-2”.

Приварювання фасонки в’язів та розпірок до кутників нижнього поясу ферм, під час їх прогинів, призвело до згину обухків кутників. У проектному вирішенні фасонки в’язів та розпірок підвішені на болтах до кутників ферм.

По нижньому поясі ферм, в межах осей “А-Б”/“1-7” і “А-Б”/“7-12”, не замкнуті контури горизонтальних в’язів вздовж осі “Б”.

На консолі колон по осі “Б”, з боку осі “А”, спираються на відмітці +28,17 м металеві трапецієподібні ферми прольотом 39 м. Під час сейсмічних коливань значно зменшується горизонтальна жорсткість в’язів та розпірок по нижніх поясах ферм (незамкнутий контур і недостатня горизонтальна жорсткість колон по осі “А” з площини рам) до роботи інтенсивно долучилися горизонтальні в’язі в межах осей “1-2”. Це спричинило значні зусилля розтягу в нижніх поясах ферм по осях “1” та “2”, зсув у межах отворів Ø50 мм під болти в опорних пластинах ферм та тріщиноутворення біля торцевих граней консолей по відповідних осях і відмітках.

В опорних пластинах зафіксовано по два опорних болти замість чотирьох болтів М36 за проектом (“Вузол №1”, аркуш 70395-е).

Аналіз сумарних відхилень колон від вертикалі вздовж осі “А”, у напрямку від осі “1” до осі “12”, показав, що відхилення колон у межах температурного блока в осях “А-Б”/“1-7”, в межах відміток +12,00 м та +28,77 м, становить 268–345 мм, а в межах температурного блока, в осях “А-Б”/“7-12”, в межах відміток +12,00 м та +28,77 м, становить 4–70 мм.

З аналізу деформацій стиків ригелів із колонами у рамі деаераторного відділення виявлено, що деформації стиків ригелів з колонами по осі “Б” мали недостатнє закріплення ригелів до консолей у вертикальному напрямку – відсутня будь-яка вертикальна арматура. Шпонковий ефект ковзання торця ригеля по грані колони у разі сейсмічних дій не спрацює.

У стиках ригелів з колонами відчувається недостатня їхня жорсткість на вплив змінних горизонтальних впливів від сейсмічних коливань.

Ультразвуковим методом по осі “Б” були заміряні глибини проникнення горизонтальних тріщин у бетон колон і в монолітні стики (рис. 5.46, а).

Горизонтальні тріщини практично рівномірно проникають, як у тіло колони, так і в монолітний бетон стиків, що свідчить про нормальну адгезію пропареного бетону колон та монолітного бетону стиків.

Середня глибина проникнення тріщин у тіло колон, у зоні їх стиків на відмітці +25,77 м, в осях “1-7” – 320 мм, що в 1,8 раза більше від глибини 177,5 мм поширення горизонтальних тріщин в осях “7-12”.

Середня глибина проникнення тріщин у тіло колон, у зоні їх стиків на відмітці +13,17м, в осях “1-7” – 242,5 мм, що в 1,46 раза більше від глибини 177,5 мм поширення горизонтальних тріщин в осях “7-12”.

Середня глибина проникнення тріщин у тіло колон, у зоні їх стиків на відмітках +13,17 м та +25,77 м, по осі “Б” в осях “7-12” практично однакові, відповідно – 166,4 мм и 177,5 мм. Деформації бетону в зоні стиків колон по осі “Б”, у межах температурного блока між осями “1-7”, більше ніж між осями “7-12”.

Необхідна реконструкція стінового огородження фасаду по осі “Г” (зокрема і вітрові ферми віконних блоків, рис. 5.46, б) для забезпечення його горизонтальної жорсткості на сейсмічні дії. Прогини стінових панелей мають значення від – 86 мм до +150 мм, що відповідає відносним прогинам від $L/140$ до $L/80$ і які перевищують граничні значення.

Під час обстеження визначили фактичну міцність бетону колон, монолітних ділянок у стиках колон (рис. 5.46, а, в), фундаментів. У табл. 5.4 наведені проектні, фактичні (на час обстеження) та пораховані у 28-добовому віці марки бетону деяких елементів каркаса головного корпусу. Значення коефіцієнтів варіацій U_{ϕ} коливаються від 11,95 % до 12,14 % і не перевищують значення $U=13,5$ % за [79], що вказує на незначну мінливість міцності бетону.

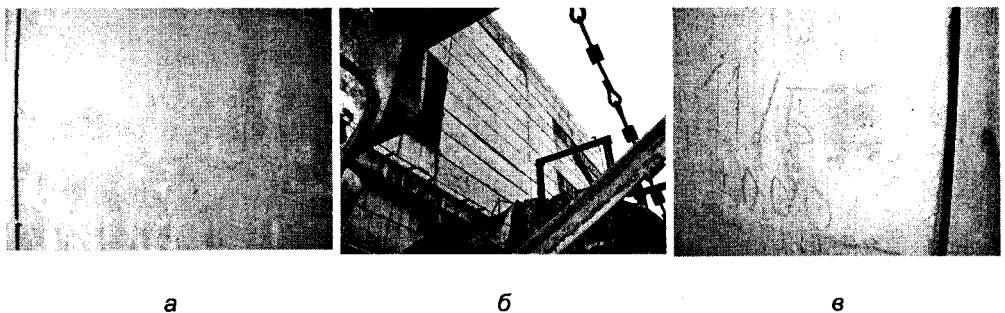


Рис. 5.46. Загальні вигляди на деякі елементи конструкцій каркаса корпусу ТЕЛС:
а – колона в зоні стику; б – прогини стінових панелей фасаду по осі “Г”;
в – одне з місць визначення фактичної міцності бетону колон

Таблиця 5.4

| Елементи конструкцій | Проектна марка бетону, (20×20×20 см) | Міцність бетону на час обстеження, (15×15×15 см) | Міцність бетону у 28-добовому віці, (15×15×15 см) | Фактичні коефіцієнти варіацій, U_{ϕ} |
|----------------------|--------------------------------------|--|---|---|
| Колони | 400 | Bf40; Mf500 | B ₂₈ 27,5; M ₂₈ 350 | 11,95 % |
| Фундаменти | 300–400 | Bf37,5; Mf475 | B ₂₈ 30; M ₂₈ 375 | 12,03 % |
| Стики колон | 400 | Bf35; Mf450 | B ₂₈ 32,5; M ₂₈ 400 | 12,14 % |

Одержані міцнісні дані з бетону обстежених елементів залізобетонних конструкцій забезпечують надійність їх перевірних розрахунків за двома групами граничних станів.

Висновки. У каталогах збірних залізобетонних конструкцій для теплових електростанцій, якими користувалися проєктанти, не враховували проєктування корпусів ТЕЦ на сейсмічній дії у 8 балів за шкалою Ріхтера.

Технічні вирішення під час розроблення проєктної документації на підсилення конструкцій каркаса головного корпусу ТЕЦ повинні бути передусім спрямовані на забезпечення його просторової жорсткості.

Необхідно виконати перевіріні розрахунки всього просторового каркаса корпусу і особливо стиків ригелів з колонами на вплив комбінацій можливих зусиль, як в площині, так і з площини рам, бо рамний каркас деаераторного відділення сприймає на себе основну частину сейсмічних дій, та прийняти раціональне конструктивне рішення із забезпечення надійної роботи просторового каркаса всього корпусу.

5.11. Обстеження та реконструкція центральної башти б'ювету мінеральних вод у м. Трускавець

Одноповерхова будівля б'ювету мінеральних вод № 2 розташована у Трускавці. Складовою її частиною є центральна башта (рис. 5.47, 5.48), яка використовується як внутрішня опора покриття та для зберігання і подавання мінеральної води користувачам. Покриття виконане у вигляді висячої попередньо-напруженої оболонки обертання.

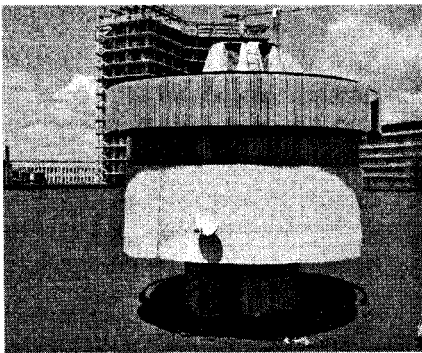


Рис. 5.47. Вигляд на верхню частину центральної башти б'ювету

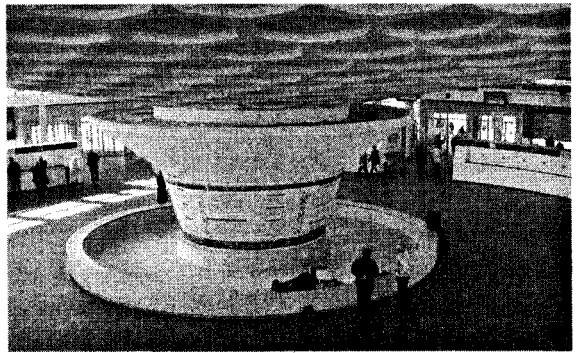


Рис. 5.48. Вигляд на внутрішню, нижню частину центральної башти б'ювету

Центральна башта є спорудою баштового типу і будівля бювету належать до особливо відповідальної інженерної конструкції, яку експлуатують в складних умовах. Центральна башта під час своєї експлуатації зазнала дії навколишнього середовища та піддалася певному зношенню. До конструкції башти висувають деякі вимоги, порушення яких робить процес нормальної експлуатації неможливим. Для забезпечення можливості її нормальної експлуатації та для прийняття певних заходів (поточний чи капітальний ремонт або реконструкція) необхідно було визначати її технічний стан як окремої конструкції згідно з чинним нормативним документом [61].

У межах комплексного обстеження бювету мінеральних вод у Трускавці, яке виконали автори у співпраці з ДП ДНД ТА ПВІ “НДІПРОЕКТРЕКОНСТРУКЦІЯ” у Львові, основною метою було встановити технічний стан залізобетонної центральної башти після її 35-річної експлуатації. Тому основною метою авторів було в межах комплексного обстеження споруди бювету встановити її справжній технічний стан та надати рекомендації щодо подальшої безпечної експлуатації.

Визначення фактичної геометрії башти та параметри кубикової міцності бетону R_i на окремих її ділянках; знаходження по них за статистичними розрахунками класу (B) та марки (M) бетону на цих ділянках та по усій башті загалом; одержання фактичних даних з армування елементів башти; фіксація виявлених дефектів. Ці дані необхідні для перевірних розрахунків елементів башти за двома групами граничних станів під час розроблення проекту її реконструкції.

За результатами виконаних обмірних робіт визначені геометричні розміри центральної залізобетонної башти (рис. 5.49).

Зовнішній діаметр центральної залізобетонної башти – 4,10 м до відмітки +8,15 м, потім розширяється кільце, зовнішній діаметр якого – 8,57 м. По контуру розширення, яке виконане у вигляді радіально розташованих 16 балок (рис. 5.49), що об’єднують контурне зовнішнє кільце з центральною баштою і консольно спираються на неї. На зовнішнє кільце рівномірно спираються 16 залізобетонних колон перерізом 300×400 мм з висотою 3,6 м. По верхній грані колон виконаний монолітний циліндричний залізобетонний пояс з монолітно зв’язаною з ним плитою покриття товщиною 160 мм (відм. низу плити 13,85 м). По центру плити виконана вентиляційна шахта загальною висотою 1,8 м та з діаметром 2,4 м верхньої залізобетонної плити 80 мм.

Перевірку міцності бетону елементів башти виконували неруйнівним механічним методом пружинним автоматом А-2 комбінату “Хмельницьк-промбуду”. Розташування ділянок, на яких виконане зондування бетону, нанесене на рис. 5.49. Проектна марка бетону башти $M200$.

Виконане статистичне опрацювання міцнісних характеристик бетону центральної залізобетонної башти засвідчило, що коефіцієнт варіації “ U ”

коливається в межах замірювань міцнісних характеристик між $U=7,06-14,60\%$. Загальне статистичне опрацювання даних міцнісних характеристик бетону центральної залізобетонної башти засвідчило, що фактичний мінімальний клас "В" (марка – "М") бетону на час обстеження становить $B17,5 (M225)$ при коефіцієнті варіації $U=18,72\%$, що більше від значення проектного класу $B15$ та марки $M200$ бетону. Значення коефіцієнта варіації $U=18,72\%$, вказує на коливання його міцності по ділянках вимірювання, і ці значення коефіцієнта варіації перевищують нормативне значення $U=13,5\%$ – коефіцієнта за [80], що свідчить про незадовільний контроль якості бетону під час бетонування залізобетонної башти.

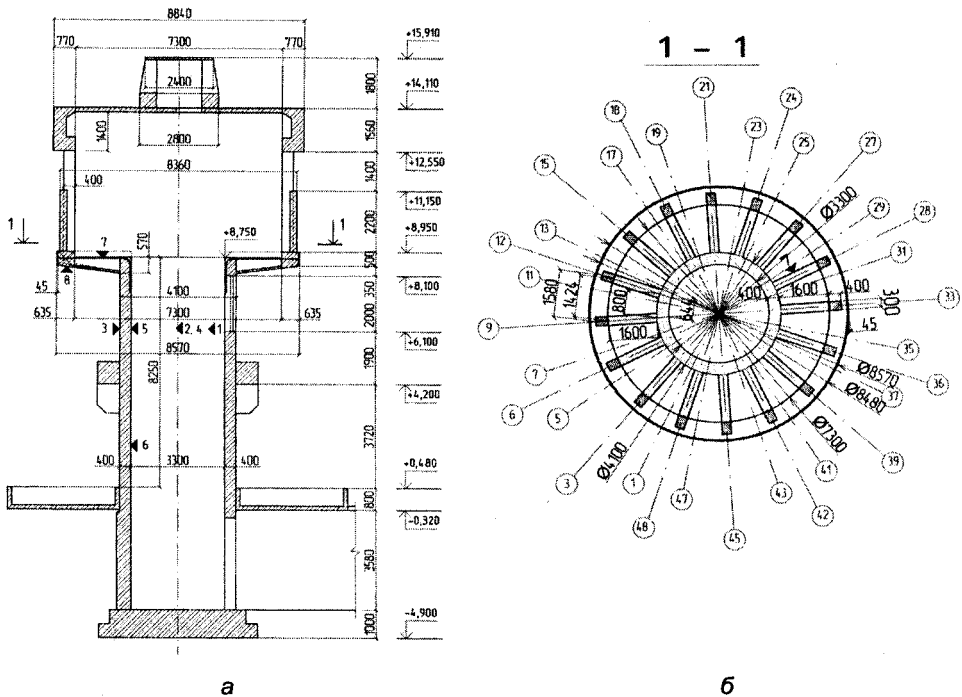


Рис. 5.49. Геометричні розміри конструкцій центральної башти:
 а – поперечний переріз; б – план залізобетонних балок та колон на відм. +8,750 м;
 ►◄ – точки зондування міцності бетону

На час обстеження проектна міцність бетону забезпечена вище від проектних значень.

Інші необхідні розрахункові дані по бетону, за фактичним класом бетону, можна одержати з таблиць [80].

Клас (марка) бетону центральної залізобетонної башти у 28-добовому віці (рис. 5.50) становив $B_{28}10 (M_{28}150)$, що менше від проектного класу $B15$ та марки $M200$ бетону. Ці орієнтовно визначені міцнісні характеристики бетону

елементів конструкцій башти у 28-добовому віці потрібно використовувати під час розрахунків, які враховують історію завантаження конструкцій.

Проаналізувавши графік (рис. 5.50), очевидно, що у разі витримки бетону до монтажу конструкції покриття бювету, міцнісні характеристики бетону досягають проектних значень, приблизно протягом трьох місяців від часу бетонування башти.

Особливість армування елементів башти визначали за допомогою приладу ИЗС-10Н та з використанням часткового розкриття для визначення класу арматури. Центральна залізобетонна башта армована поздовжніми та поперечними арматурними стрижнями:

– кільцева зовнішня та внутрішня конструктивна горизонтальна арматура башти вище від відм. +6,000 м – $\varnothing 8$ А-I, встановлена з кроком 200 мм по висоті, захисний шар відсутній у разі відбивання тиньку;

– вертикальна зовнішня та внутрішня робоча арматура башти – $\varnothing 16$ А-II, фактично встановлена з кроком 250 мм по висоті, захисний шар 10 мм; проектний крок вертикальної робочої арматури – 200 мм;

– горизонтальна зовнішня та внутрішня арматура башти нижче від відм. +6,000 м – $\varnothing 16$ А-II, встановлена з кроком 200 мм по висоті, що відповідає проектному кроку;

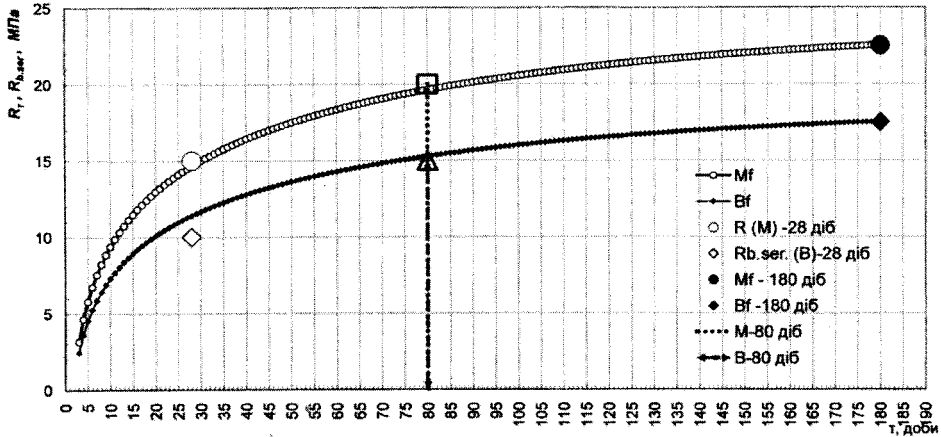


Рис. 5.50. Залежності зростання в часі міцності бетону R_t та умовної нормативної міцності бетону $R_{b.ser.t}$ монолітної залізобетонної центральної башти (після $t=28, 80$ та ≥ 180 діб, після 180 діб – не значне зростання R_t та $R_{b.ser.t}$). Залежності відповідають класу В10 та міцності $R_{28}=15$ МПа (М150) бетону у 28-добовому віці; у віці 80 діб бетон досягає класу В15 та марку М200. На графіку, побудованому за рекомендаціями [2], міцнісні характеристики бетону віднесені до кубів $150 \times 150 \times 150$ мм

– робоча арматура радіальних консолей башти $4\varnothing 25$ А-II, заанкерована у стовбур башти;

– зовнішнє кільце діаметром 8,57 м армоване $6\varnothing 16$ А-II, у верхній та нижній зонах. Поперечна арматура двозрізна $\varnothing 8$ А-I, встановлена з середнім кроком 250 мм;

Центральну башту використовують для розміщення баків для зберігання та подавання мінеральної води користувачам (рис. 5.51).

Під час обстеження центральної башти виявлені дефекти, які пов'язані з довготривалою її експлуатацією та впливом агресивної дії мінеральної води на металеві конструкції:

– відшарування тиньку з зовнішнього боку стовбура башти (рис. 5.52);

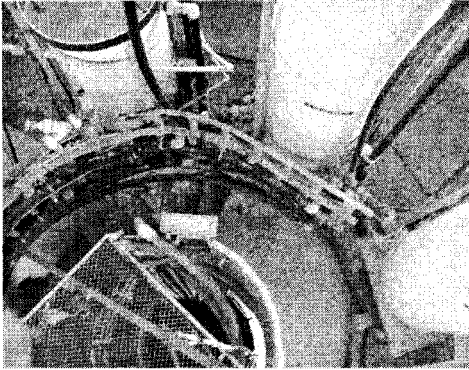


Рис. 5.51. Внутрішній вигляд центральної башти з відм. +14,00 м. Старі баки для зберігання мінеральних вод

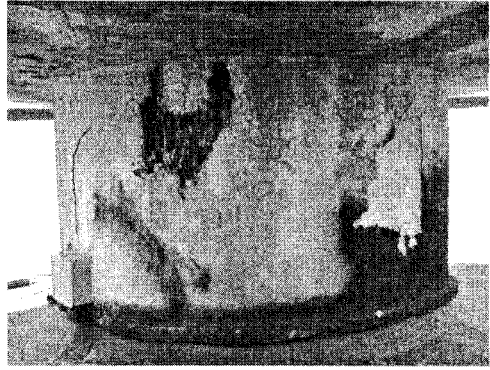


Рис. 5.52. Ділянка розширення башти. Відшарування тиньку, ділянки зондування міцності бетону

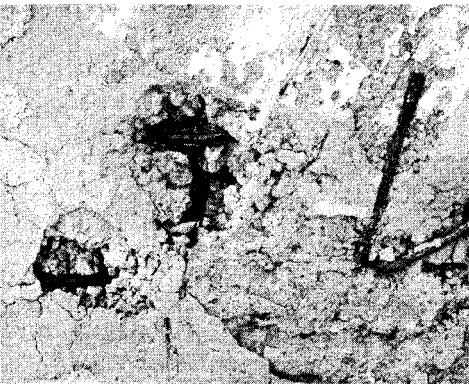


Рис. 5.53. Корозія арматури сіток у нижній площині розширення башти через протікання мінеральних вод

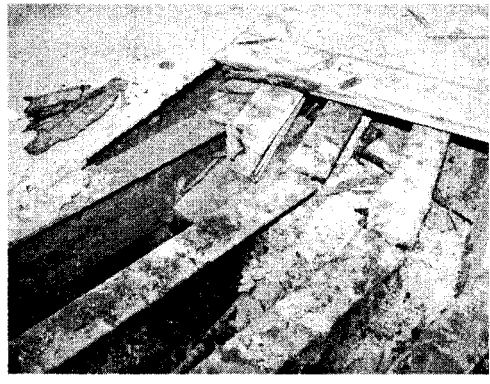


Рис. 5.54. Корозія металу балок настилу після 35-річної їх експлуатації за рахунок протікань мінеральної води з баків через дерев'яну підлогу

- недостатня товщина захисного шару бетону, корозія арматури сіток у нижній площині розширення башти;
- корозія металу балок настилу після 35-річної їх експлуатації за рахунок протікань баків мінеральної води через дерев'яну підлогу (рис. 5.53, 5.54, 5.55).

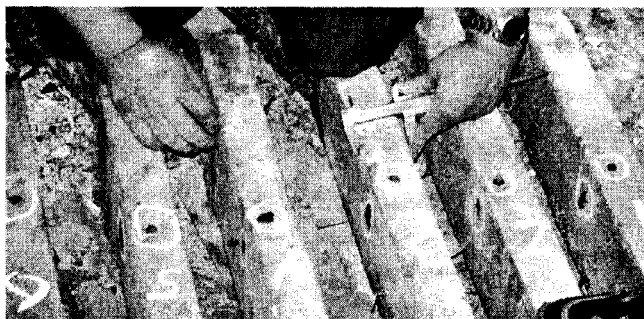


Рис. 5.55. Замірювання корозії металу балок настилу через протікання баків мінеральної води

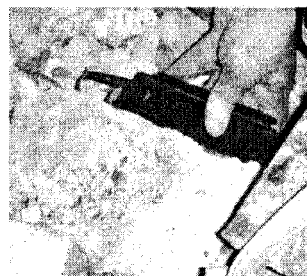


Рис. 5.56. Замірювання товщини прокородованих стінок швелерів за допомогою товщиноміра А1207



Рис. 5.57. Замірювання кроків поперечної арматури зовнішнього кільця на відм. +8,75 м за допомогою приладу ИЗС-10Н

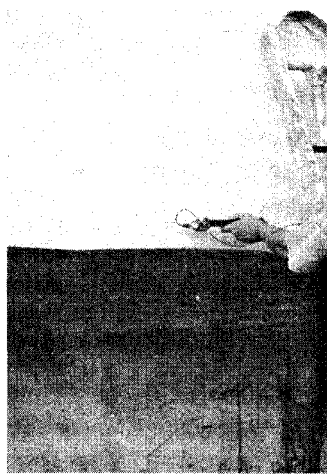


Рис. 5.58. Замірювання глибини тріщин у бетоні зовнішнього кільця на відм. +8,75 м за допомогою приладу УК-14ПМ

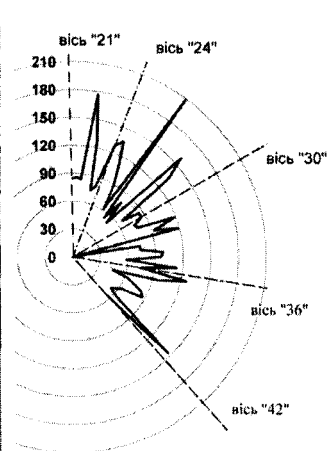


Рис. 5.59. Глибина тріщин у бетоні з поверхні зовнішнього кільця на відм. +8,75 м

– за рахунок корозії переріз балок втратив до 40 % перерізу, особливо це стосується стінок швелерів, де корозія досягала 50–65 % (рис. 5.56);

– глибина тріщин у бетоні з поверхні зовнішнього кільця на відм. +8,75 м коливається від 60 мм до 210 мм (рис. 5.57, 5.58, 5.59).

За класифікації [62] стан стовбура центральної залізобетонної башти II – задовільний (за умовами експлуатації відповідають стану I. Спостерігаються дефекти та пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкції. Необхідні заходи щодо захисту конструкції від корозії.

За класифікації [62] стани конструктивних елементів центральної залізобетонної башти: балок настилу – за рахунок їх значної корозії металу; арматури сіток у нижній площині розширення башти – за рахунок корозії від протікань мінеральної води; зовнішнього залізобетонного кільця на відм. +8,75 м – за рахунок розвитку тріщин, є три конструкції непридатні до нормальної експлуатації (конструкції перевантажені або спостерігаються дефекти та пошкодження, які свідчать про зниження її несучої здатності. Зазначені вище конструктивні елементи центральної башти потребують капітального ремонту.

Для проведення капітального ремонту конструктивних елементів центральної башти, які перебувають у стані, непридатному до нормальної експлуатації, були розроблені такі конструктивні рішення:

– з підсилення кільцевої балки перекриття на відм. +8,75 м за рахунок улаштування сталевго попередньо-напруженого стяжного кільця (рис. 5.60) для зменшення виявлених глибин тріщиноутворень;



Рис. 5.60. Підсилення кільцевої балки перекриття на відм. +8,75 м сталевим стяжним кільцем

– із заміни прокородованих кільцевих металевих балок та дерев'яного настилу на кільцеву консольну монолітну залізобетонну плиту товщиною 200 мм, яка спирається на центральну башту і консольно розповсюджена на ширину технологічного майданчика для обслуговування баків зберігання мінеральних вод. На консоль плити, крім власної її ваги, діють навантаження від спирання двох з чотирьох опор семи баків (по дві інші опори баків спираються безпосередньо на стовбур башти) та технологічного навантаження для обслуго-

вування баків – $v=200$ кгс/м² за [40]. Особливість армування кільцевої консольної монолітної залізобетонної плити наведено на рис. 5.61;

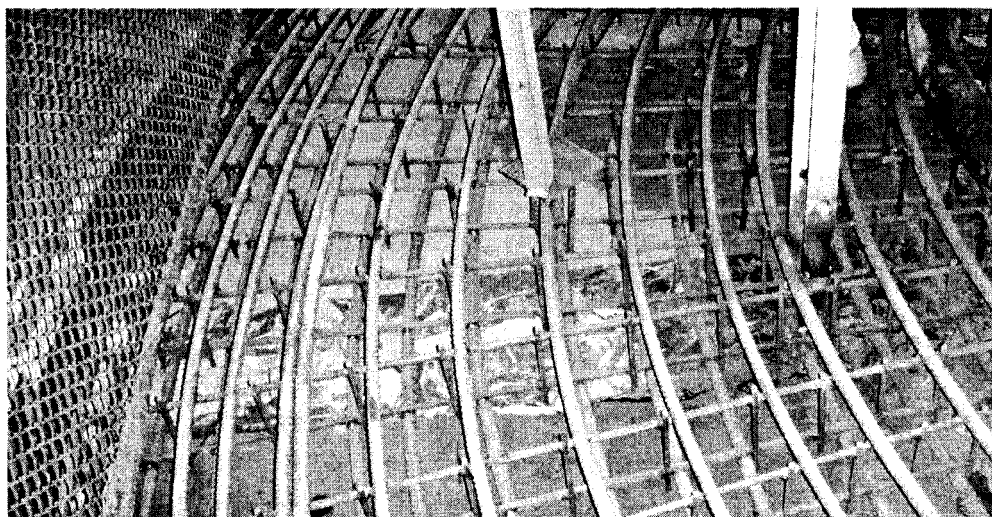


Рис. 5.61. Кільцеве та радіальне армування кільцевої консольної монолітної залізобетонної плити

Розрахунки залізобетонних та сталевих конструкцій виконані згідно з нормативними документами [80, 90, 40, 47].

Улаштування сталевих конструкцій стяжного кільця підсилення кільцевої плити башти на відм. +8,750 м. Виготовляти металоконструкції з врахуванням [92], виконувати монтаж – [83, 91].

Всі сталеві конструкції елементів стяжного кільця виконувати з сталі С285 [35]. Переріз смуги стяжного кільця 10×120 мм. Стяжні кільця складаються з ланок, які поєднуються між собою замками на шпильках М36 (рис. 5.60).

Заводські з'єднання зварні. Матеріали для зварювання приймати відповідно до табл. 55* [90]. Під час ручного зварювання застосовувати електроди Э46А [23].

Катети кутових зварних швів приймати такими, що дорівнюють товщині відповідних частин (стінок чи полицок) прокатних профілів, якщо інше не позначено на кресленнях.

Контролювати якість зварних швів за вимогами [92].

Після зварювання металоконструкцій, зварні шви і пластини підварювання зачистити наждаком.

Ділянки стяжного кільця повинні мати кривину, що відповідає радіусу зовнішньої поверхні плити башти в місці їх монтажу (відм. +8,750 м). У разі

значних відхилень зовнішнього діаметра плити башти від проектних розмірів за рахунок напливів бетону на відмітці влаштування кільця перемерити її фактичний периметр, використовуючи дрід діаметром більше ніж 1 мм.

Замки стяжного кільця виготовляють окремо і вставляють у загин смуги до приварювання загину до самої смуги в заводських умовах.

У заводських умовах металоконструкції покриті шаром ґрунту ГФ-021.

Перед нанесенням антикорозійних покриттів поверхню конструкцій очистити механізованим інструментом або обробити піскоструменем. Ступінь очищення 3 за [16].

Після монтажу металоконструкції пошкоджені місця, під час зварювання на монтаж, пофарбувати. Поверхні покрити два рази емаллю для зовнішніх робіт білого кольору.

Напливи бетону, залишені під час бетонування, щодо обрису стяжного кільця, збити до щільного прилягання кільця до стінки кільцевої плити. У зв'язку з цим відкоригувати довжину однієї ланки стяжного кільця. Якщо довжину ланки необхідно зменшити, то це потрібно зробити вирізаючи необхідну довжину під кутом 45° та зварюючи до фактичної довжини кільця. Стикувати елементи з метою нарощування або зменшення довжини згідно з нормами [20, 21, 33]. Стики розміщувати не ближче чотирьох більших розмірів перерізу від вузлів.

Монтаж стяжного кільця на відм. +8,75 м виконувати до бетонування нової кільцевої залізобетонної плити на відм. +8,95 м.

Виготовлення конструкцій їх приймання, організація та ведення робіт повинні відповідати вимогам СніП, частина 3. Всі роботи з монтажу металоконструкцій у проектне положення виконувати із врахуванням правил та норм з техніки безпеки.

Зусилля натягу кожної шпильки в кожному замку $N=75$ кН (7,5т), момент затягування гайки $M\approx 0,6$ кН×м, який залежить від виду змащування різьби шпильок (протарувати динамометричні ключі на стенді під зусилля $N=75$ кН).

Під час монтажу стяжних кілець взимку необхідно навесні їх підтягнути.

Після перевірки якості положення змонтованої конструкції кільця потрібно запобігти саморозкручуванню гайок постійних шпильок будь-яким технічним способом (постачанням контргайок або пружинних шайб).

Улаштування залізобетонної монолітної кільцевої плити на відм. +8,950 м. Кільцева плита запроектована залізобетонною монолітною. Зовнішній радіус – 3646 м, внутрішній радіус – 1,660 м. Пливу виконують з важкого бетону класу не нижче ніж В25.

Бетонувати кільцеву залізобетонну плиту на відм. +8,95 м потрібно після монтажу стяжного кільця на відм. +8,75 м, очищення пазух між радіальними балками, улаштування нижньої пароізоляції, засипання у пазухи керамзиту,

виконання цементної стяжки та монтажу кільцевої і радіальної арматур плити.

Корисне навантаження на кільцеву залізобетонну плиту можна передавати тільки після того, як бетон набуде не менше ніж 75 % проектної міцності.

Роботи з влаштування монолітної кільцевої залізобетонної плити виконувати відповідно до [63]. Арматурні роботи здійснювати відповідно до [83]. Армуння монолітної кільцевої залізобетонної плити виконується сітками з окремих кільцевих стержнів та радіальними зварними каркасами. Арматурні радіальні каркаси збирають з окремих стержнів за допомогою контактного зварювання відповідно до [24].

Усі місця перетинів кільцевих стержнів та стержнів радіальних каркасів мають бути з'єднані.

Під час виконання стержнів з чогирьох частин на повну проектну довжину їх стикують напустковим зварним швом, з одного боку арматури, довжиною не менше ніж $8 \times d$. Під час виконання арматурних стержнів сіток з частин, на повну проектну довжину, без зварювання, стержні стикують довжиною перепуску не менше ніж $40 \times d$ і об'єднуються в'язальним дротом.

Стики в сітці з окремих стержнів повинні бути зміщені не менше ніж на 600 мм. Перед бетонуванням перевірити місцерозташування арматурних виробів, закладних деталей, вертикальних стержнів огорожі плити, надійно зафіксувати їх від зміщення під час укладання та вібрування бетону.

Рекомендується забетонувати плиту за один проміжок часу, без тривалих перерв в укладанні бетонної суміші. Місця влаштування робочих швів бетонування за необхідності погоджують з авторами проекту, але в будь-якому разі їх виконують з додатковим армуванням арматурними стержнями не в одній площині.

Виробничий контроль якості виконання елементів плити необхідно здійснювати відповідно до [82]. Плилу виконують з товарного бетону B25 (M300). Транспортування та подавання бетонної суміші необхідно здійснювати спеціалізованими засобами, які забезпечують збереження заданих властивостей матеріалу. Заборонено доливати воду на місця укладання бетону для збільшення його рухливості.

Укладати бетонну суміш відповідно до п. 2.8–2.14 [83] з вібруванням.

Порядок виконання робіт за від'ємних температур повітря описаний у п. 2.53–2.62, за температури вище +25 – див. п. 2.63–2.67 [83].

Товщину захисного шару вказати в проекті і вона не повинна бути меншою від діаметра повздовжньої арматури і не менше ніж 20 мм.

Структура лицьової поверхні плити повинна бути гладкою. Для утворення гладкої поверхні плити рекомендуємо використати матеріал Europlan HL (фірма “АЛЬП-ЛЬВІВ” офіційний представник “DEITERMANN”). Під час

використання Eurolan HL гладкі поверхні стають стійкими на стирання, випилювальні поверхні закріплюють і стабілізують.

Під час виконання робіт у зимову пору з мінусовими температурами вжити заходів для запобігання промерзання бетону.

Роботи з влаштування плити фіксувати із складанням актів прихованих робіт.

Правила безпеки проведення робіт під час транспортування, подавання, розподілу та укладання бетонної суміші відзначити в проекті виконання робіт з врахуванням особливостей влаштування плити з монолітного залізобетону. Всі роботи з реконструкції та підсилення плити башти виконувати лише згідно з проектом виконання робіт.

Висновки. Проведені роботи з капітального ремонту елементів центральної башти показали логічність прийнятих конструктивних рішень.

5.12. Обстеження та реконструкція покриття б'ювету мінеральних вод у м. Трускавець

Одноповерхова будівля б'ювету мінеральних вод № 2 філії ЗАТ “ТРУСКАВЕЦЬКУРОРТ” ГГРЕС, з підвальними приміщеннями, розташована за адресою: м. Трускавець, Львівської області (рис. 5.62, 5.63).

Обстеження та оцінювання технічного стану несучих вантових конструкцій покриття б'ювету мінеральних вод № 2 виконали автори у співпраці з ДП ДНД ТА ПВІ “НДІПРОЕККТРЕКОНСТРУКЦІЯ” у м. Львові та автор проекту вантового покриття Г.О. Авдєєв, колишній ГІП КиївЗНДІЕП.

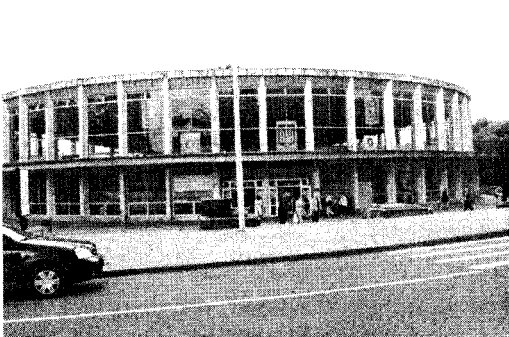


Рис. 5.62. Загальний вигляд б'ювету мінеральних вод № 2 у Трускавці

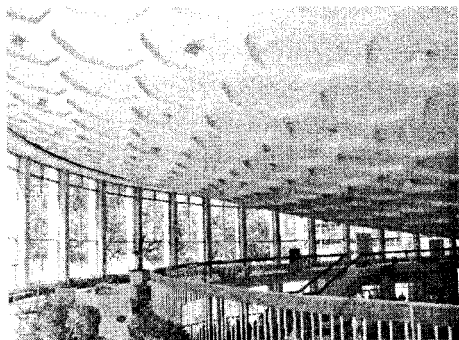


Рис. 5.63. Загальний вигляд на конструкції покриття з залу б'ювету

Обстеження необхідне для одержання інформації про технічний стан та несучу здатність покриття з врахуванням дії постійних, тимчасових та особливих навантажень, згідно з чинними на час обстеження нормативних документів, з врахуванням корозійних процесів у сталевих елементах сітки вантового покриття та їх впливів на їхню несучу здатність. Ці роботи пов'язані з забезпеченням подальшої нормальної роботи будівлі на експлуатаційні та постійні навантаження.

Метою роботи було:

- виконати обмірні роботи будівельних конструкцій покриття, покрівлі та їхніх елементів;
- визначити геодезичним методом фактичні обриси: по нижніх поверхнях залізобетонних плит покриття та покрівлі бювету;
- візуальне та інструментальне обстеження будівельних конструкцій покриття для виявлення дефектів та складання висновків за їх станом;
- комплексно обстежити будівельні конструкції відповідно до рекомендацій та вимог нормативної літератури [39, 46]. Роботу виконували з метою визначення фактичного технічного стану будівельних конструкцій за класифікацією [61];
- натурне дослідження неруйнівним методом та статистичним опрацюванням одержаних даних з міцнісних характеристик бетону: залізобетонних конструкцій покриття (збірних залізобетонних шестикутних ребристих плит покриття та бетону замонолічування швів між вертикальними ребрами плит); збірних елементів зовнішнього опорного несучого залізобетонного Z-подібного кільця; зовнішньої та внутрішньої поверхонь центральної залізобетонної башти;
- заміряти ступінь корозії перерізів елементів вантової сітки покриття та її аналіз;
- фотофіксація стану плит покриття та інших характерних конструктивних елементів;
- перевірити розрахунки всячої конструкції покриття на постійні, тимчасові і особливі навантаження, згідно з чинними на час проектування та обстеження нормативних документів;
- складання висновків;
- розроблення рекомендацій з підвищення надійності конструкцій покриття.

Одержані матеріали призначені для аналізу технічного стану несучих конструкцій покриття будівлі для подальшого розроблення технічних рішень, які забезпечать подальшу нормальну його роботу на наявні та навантаження за чинними на час обстеження нормативними документами.

Об'єкт дослідження – загальні дані про будівлю. Будівля є одпо-
верховою спорудою з підвальними приміщеннями та внутрішньою балконною
системою за обрисом фасаду.

Покриття будівлі б'ювету являє собою лійкоподібну залізобетонну по-
передньо напружену висячу оболонку круглої в плані форми з зовнішнім опор-
ним жорстким кільцевим контуром діаметром 50,8 м, і внутрішнім кільцевим
контуром діаметром 5,0 м. Планування б'ювету виконане за кільцевою
системою.

Будинок запроєктовано у 1972 р. як “Пансіонат № 1. Б'ювет мінеральних
вод”. Будівництво було завершено у 1975 р. Сьогодні перебуває у стадії
експлуатації за призначенням.

Місце розташування будівлі, яка підлягає обстеженню, м. Трускавець,
Львівської області. Згідно з додатком Е [40], нормативне значення вітрового
тиску – $W_0=0,55$ кПа (IV-й вітровий район), нормативне значення снігового
навантаження $S_0=1,49$ кПа (IV-й сніговий район).

Споруда належить до категорії будівель II-го класу за призначенням
($\gamma_n=0,95$).

Будівля в плані має круглий обрис і такі геометричні параметри:

– загальний діаметр будівлі по зовнішній осі “А” – 50,80 м;

– по зовнішній осі “А” встановлено 48 залізобетонних колон перерізом:

$B \times L=200/300 \times 700$ мм;

– колони за контуром фасаду розкріплені в площині та з площини пе-
рерізу на відм. – 0,22 м перекриттями підвальної частини; на відм. +4,15 м
горизонтальними монолітними конструкціями балконів (у межах залу) та
козирка ззовні; на відм. +9,3 м зовнішнім жорстким опорним кільцем із збірних
залізобетонних елементів криволінійної форми Z-подібного перерізу висо-
тою 1,0 м;

– висота фасаду коливається в межах відміток: біля центрального входу, в
осях “10-42” – 17 осей (віддаль між осями колон 3323 мм), від – 0,05 м до
+10,55 м (відмітка верху парапету), $H=10,6$ м; з протилежного боку, в осях “10-
42” – 33 осі, від – 3,30 м до +10,55 м, $H=13,85$ м;

– висота підвального поверху – 2,9 м;

– зовнішній діаметр центральної залізобетонної башти – 4,10 м до від-
мітки +8,15 м, потім вона розширюється до зовнішнього фактичного діаметра –
8,57 м, висота розширення з відмітки + 8,450 м до його покриття 5,6 м;

– будівля має покрівлю у вигляді оболонки обертання;

– водовідвід з покрівлі організований внутрішній з ухилом від зов-
нішнього контуру покриття; на покрівлі біля центральної башти встановлено
чотири водовідвідних воронки діаметром 100 мм;

– біля контуру центральної башти, між покриттям та покрівлею, виконаний опалювальний проміжок для підігрівання тільки чотирьох водовідвідних воронок, встановлених на покрівлі;

– жорсткість будівлі у поперечному напрямку достатня для сприйняття сумарних вітрових та інших навантажень, оскільки на ці дії працюють усі 48 залізобетонні колони каркаса, які розкріплені по висоті: на відмітці -0,22 м перекриттями підвальної частини; на відмітці +4,15 м жорсткою конструкцією внутрішнього балкону та зовнішнього козирка (виліт козирка 3,15 м), розташованих за контуром фасаду; на відм. +9,3 м зовнішнім жорстким опорним кільцем із збірних залізобетонних елементів криволінійної форми Z-подібного поперечного перерізу висотою 1,0 м; лійкоподібною залізобетонною висячою оболонкою та центральною залізобетонною баштою.

Обмірні роботи. Усі необхідні геометричні розміри несучих конструкцій покрівлі будівлі зафіксовані під час обмірювань та обстеження. Робочий проект будівлі для виконання обмірних та обстежувальних робіт був поданий не в повному обсязі конструктивних креслень.

Виконана фотофіксації стану плит покриття та інших характерних конструктивних його елементів.

За геодезичним методом обміряний обрис по нижніх поверхнях залізобетонних плит покриття та по покрівлі б'ювету.

Зафіксований план залізобетонних плит покриття з позначенням старих (станом на 1985 р.) та нових дефектів на час обстеження (після виконання нової покрівлі – два шари руберойду по наявній металевій покрівлі).

Згідно з результатами обстеження опалювальний проміжок покрівлі обмежений вертикальною цегляною перегородкою товщиною 120 мм, яка розташована на відстані 1,05 м від зовнішнього діаметра центральної башти. Цей опалювальний проміжок покрівлі може забезпечувати тільки підігрівання чотирьох водовідвідних воронок на покрівлі, але не зменшує рівень снігових навантажень на конструкцію покриття, які передбачені чинними нормативними документами.

Оцінювання технічного стану несучих конструкцій покриття будівлі. У зв'язку з відсутністю частини проектної документації з конструктивної частини покриття неможливо тільки за результатами візуальних обстежень оцінити фактичний технічний стан елементів конструкції висячого покриття.

Оцінювали технічний стан несучих конструкцій покриття та інших елементів будівлі за сукупністю даних: обмірювань конструкцій, результатів візуального і інструментального обстеження, перевірних розрахунків за чинними нормативними документами та їх відповідної оцінки за нормативними

документами з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд [61] та класифікації за такими станами:

– I нормальний (відсутні дефекти та пошкодження, які перешкоджають нормальній експлуатації або знижують довговічність);

– II задовільний (за умовами експлуатації відповідають стану I. Найвні дефекти та пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкції. Необхідні заходи щодо захисту конструкції);

– III непридатний до нормальної експлуатації (конструкція перевантажена або наявні дефекти та пошкодження, які свідчать про зниження її несучої здатності);

– IV аварійний (те саме, що і за станом III. Але на підставі перевірних розрахунків та аналізу дефектів і пошкоджень неможливо гарантувати цілісність конструкцій на період підсилення, якщо вважати конструкцію, окремим елементом від споруди, в якій він працює).

Оцінювали кінетику корозії сталі контуру елементів вантової сітки, залежно від рівня агресивного середовища, за методиками [3, 50, 53, 54, 56, 58, 67, 100].

Несучі конструкції покриття будівлі. Виконані обстежувальні роботи покриття будівлі по вул. Суховоля, 67 у Трускавці, Львівської області. Обстежувальні роботи виконані в обсязі, який необхідний для оцінювання технічного стану та несучої здатності конструкцій покриття будівлі.

Обстеження показало, що покриття виконане у вигляді висячої попередньо напруженої оболонки обертання. Сама оболонка утворена на вантовій сітці з гексагональною структурою (рис. 5.64).

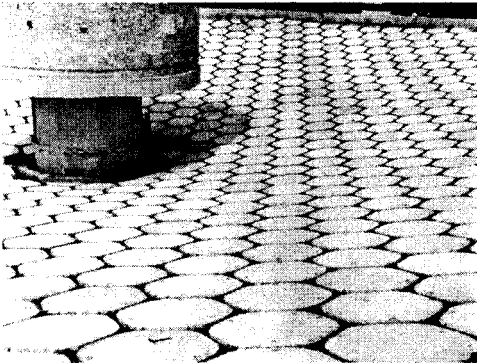


Рис. 5.64. Структура вантової сітки. Ребристі шестикутні плити покриття змонтовані на вантову сітку (фото Г.О. Авдєєва)

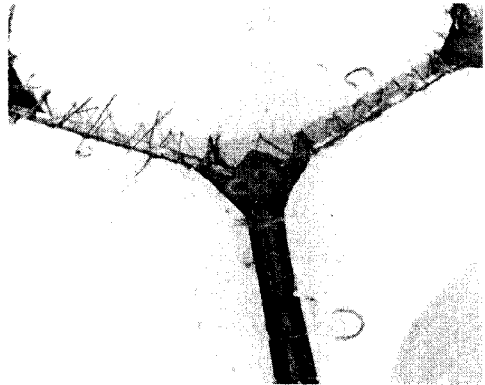


Рис. 5.65. Типовий вузол з'єднання шестикутників бандажів у вантову сітку. Ребристі плити покриття до замонолічування стиків

Несуча конструкція покриття – вантова сітка з комірками у вигляді правильних шестикутників зі стороною 850 мм. Сітку збирають із замкнутих сталевих попередньо витягнутих бандажів у формі рівносторонніх шестикутників, виконаних зі смуги перерізом 20×40 мм. Типовий вузол з'єднання шестикутників бандажів утворений трьома пальцями між двома пластинами, стягнутими центральним болтом. Отже, після з'єднання бандажів у вузлах, кожна ванта утворюється парою стержнів-сторін шестикутників суміжних бандажів (рис. 5.65).

Ванти кріпляться до зовнішнього залізобетонного опорного кільця (стиснутого за характером роботи) та внутрішнього металевого кільця на центральній башті (розтягнутого за характером роботи).

Діаметр зовнішнього кільця до осі закріплення анкерних болтів $\varnothing 36$ мм (за проектом) вантової сітки – 50, 6 м.

Заміряні фактичні діаметри торців анкерних болтів, за рахунок їх корозії упродовж 35 років, становлять $\varnothing 35,4$ мм.

Діаметр до осі внутрішнього металевого кільця закріплення анкерних болтів $\varnothing 36$ мм (за проектом) вантової сітки 5,47 м.

Несуча конструкція покриття – вантова сітка з комірками у вигляді правильних шестикутників.

Проектні розміри вантової шестикутної комірки по монтажних осях покриття вписуються у коло діаметром 1,7 м, до того ж фактичний обрис комірки менше вписаного у коло шестикутника на 3 мм.

Вантові шестикутні комірки у покритті розташовані суміжно одна біля одної по площі покриття.

Внутрішні радіуси згину кутів вантової сітки $R=40$ мм. Зовнішні радіуси згину кутів $R=60$ мм.

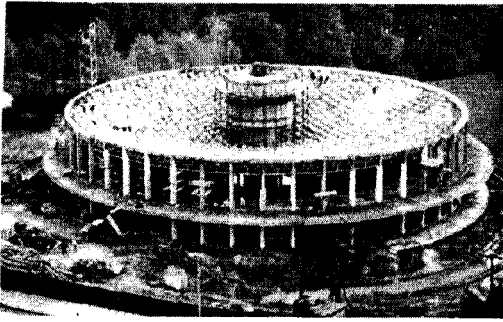
Проектна віддаль між елементами вантової сітки 6 мм, фактично 12 мм (заміряно під час обстеження).

Проектні розміри перерізу елемента вантової сітки $20(b) \times 40(h)$ мм.

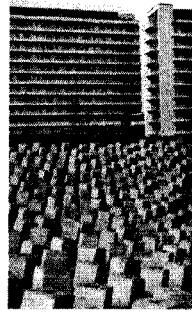
Стикові шви вантової сітки зварені з вивідними планками. У проекті передбачений підвищений контроль зварювання, який виконують ультразвуковою дефектоскопією, рентгено- або гаммапросвічуванням. Виконаний контрольний витяг кожного елемента вантової сітки.

На вантову сітку змонтовані шестикутні ребристі залізобетонні плити покриття.

Попереднє напруження вант здійснювали привантаженням плит додатковим навантаженням (рис. 5.66, а, б) з подальшою відтяжкою донизу внутрішнього контурного кільця, закручуючи гайки стягувальних шпильок (рис. 5.66, в).



а



б



в

Рис. 5.66. Попереднє напруження вант здійснювали (фото Г.О. Авдєєва): а, б – привантаженням плит додатковим навантаженням; в – відтяжкою шпильками вант, закріплених на внутрішньому кільці

Позитивним у прийнятій схемі покриття є те [49], що попереднім напруженням можна істотно змінювати у кількісному сенсі геометрію поверхні, оскільки неважко знайти певні відношення між значенням сили попереднього напруження у вигляді зосередженого навантаження, яке прикладається в центрі сітки, і заданою величиною додаткового привантаження у вигляді зосереджених вузлових сил по всій сітці.

Після попереднього напруження вант, проміжки між вертикальними ребрами шестикутних плит, де розташована вантова сітка, замонолічені бетоном марки *M200*. Середня ширина шва замонолічування $(200+212)/2=206$ мм, висота шва відповідає висоті ребра плити – фактично 150 мм.

Залізобетонні шестикутні ребристі плити покриття мають такі конструкторивні особливості:

- мінімальний розмір у плані між паралельними гранями – 1360 мм;
- максимальний розмір у плані між кутами – 1580 мм;
- проектна висота ребер за контуром 125 мм; фактично – 150 мм;
- товщина ребер у їх нижній частині – 40 мм;
- товщина полицки за проектом 35 мм; фактично – 60 мм;

Ці дані дали змогу визначити, що фактична власна вага шестикутної ребристої плити перевищує проектні дані на 70 %.

- полицка плити армована зварною сіткою з арматури $\varnothing 4$ В-І, комірка сітки – 100 мм;
- арматура полицки рівномірно виходить за межі плити на 250 мм для її згинання навколо встановлених суміжно двох елементів вантової сітки;
- контурні вертикальні ребра плити армовані вертикальним каркасом: верхня та нижня арматури $\varnothing 10$ А-І. Поперечна арматура $\varnothing 6$ А-І з кроком 100 мм;

для монтажу плит на вантову сітку в плиті передбачені арматурні гаки з арматури $\varnothing 16$ А-I, ці гаки розташовані по дві штуки біля кутів плити, загальна їх кількість 12 шт.; виліт вертикальної ділянки гака від грані плити 85 мм;

проектна марка бетону плит *M200*;

фактичні міцнісні характеристики бетону плит та бетону замоноличування наведені нижче;

фактична віддаль між внутрішніми гранями вертикальних ребер плити покриття у їх нижній частині 212 мм, проектний розмір 200 мм.

Виконані перевірні розрахунки полицок залізобетонних плит покриття за проектними даними. Несуча здатність полицок плит покриття забезпечує рівномірно розподілені розрахунковим навантаження 300 кг/м², в яке не входить власна вага полицок плит, 85 кг/м².

За класифікації [61] стан самих залізобетонних плит покриття II – задовільний.

Покриття має видимі дефекти, які пов'язані з тривалим протіканням покрівлі (рис. 5.67), тріщини по зовнішньому обрису плит покриття та біля внутрішнього контуру зовнішнього залізобетонного опорного кільця (рис. 5.68), що пов'язано зі збільшенням навантаження на покрівлю через неодноразову її реконструкцію за час експлуатації бювету та корозію вантової сітки.

Виявлені тріщини у покритті за контуром бортового елемента, окрім навантажень, які діяли на покриття, є наслідком корозії сталі елементів вантової сітки та її елементів від впливу вологості за рахунок її проникнення через покрівлю за відсутності під час експлуатації надійного гідроізоляційного килиму. Ширина розкриття тріщин коливається від 0,8 мм до 1,5 мм (рис. 5.69).

Була виконана прив'язка розташування, розміри дефектів та ширини розкриття тріщин по покриттю споруди.

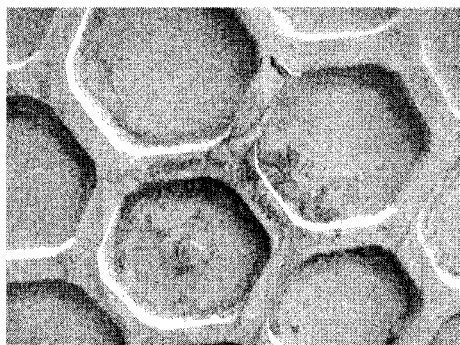


Рис. 5.67. Залізобетонні плити покриття мають видимі дефекти, які пов'язані з тривалим протіканням покрівлі

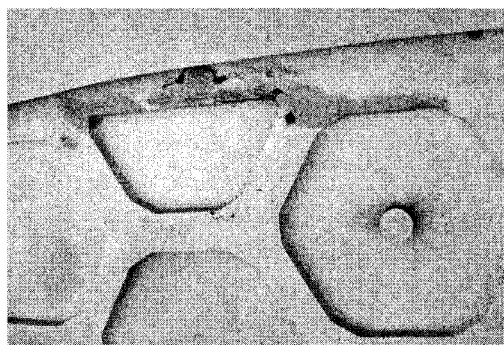


Рис. 5.68. Тріщини по зовнішньому обрису біля внутрішнього контуру залізобетонного кільця, спричинені протіканням покрівлі

У зв'язку зі значним періодом відсутності якісної покрівлі, яку реконструювали декілька разів за час експлуатації кювету, залізобетонні конструкції покриття переважно протікали по стиках збірних залізобетонних шестикутних ребристих плит покриття та бетону замонолічування швів, між вертикальними ребрами залізобетонних плит, де розташовані несучі елементи вантової сітки.

Пошкоджене оздоблення внутрішніх поверхонь ребристих плит покриття: відшарування місцями ($>7\%$) тиньку між внутрішніми гранями вертикальних ребер плити покриття у їх нижній частині, що визначено його простукуванням.

Присутня корозія сталі у перерізах бандажів (рис. 5.69) та вузлах з'єднань шестикутників бандажів у вантову сітку (рис. 5.70).

Заміряні фактичні розміри елементів вантової сітки, за рахунок їх корозії упродовж 35 років, становлять – $19,4 \times 39,45$ мм, без урахування виразкової корозії. Кінетика корозії за 35 років експлуатації становить в середньому $[(20 - 19,4)/2 + (40 - 39,35)/2] / 2 = 0,3125$ мм за контуром елементів вантової сітки, що становить $4,8643\%$ від проектної площі. Це згідно з даними [54, 56, 100] перебуває біля рівня середньої агресивності сталевих конструкцій за термін експлуатації 35 років.

Інструментальні обстеження дали змогу визначити фактичну геометрію обрисів по нижніх поверхнях залізобетонних плит покриття (рис. 5.71) та покрівлі бювету (рис. 5.72).

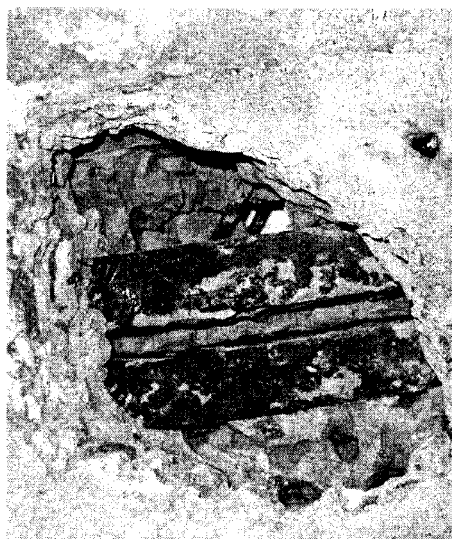


Рис. 5.69. Корозія сталі у перерізах бандажів вантової сітки



Рис. 5.70. Присутня корозія сталі у вузлах з'єднань шестикутників бандажів у вантову сітку

Цегляні простінки в цегляній стіні по осі "А" (між залізобетонними колонами), на підвальній (цокольній) частині будинку, мають товщину 510 мм.

Зовнішній контур будинку по колонах і по стінах підвальної частини мають заповнені вітражами та віконними блоками віконні та дверні прорізи.

За класифікації [61] стан зовнішніх стін та простінків, вітражів та віконних блоків – II – задовільний.

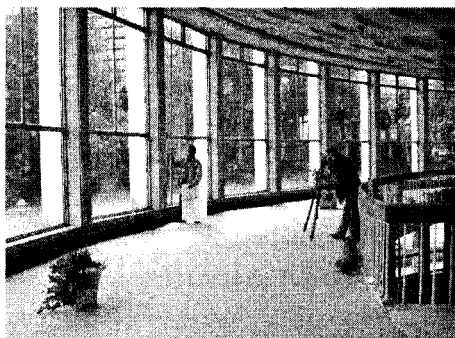


Рис. 5.71. Замірювання фактичної геометрії обрису по нижніх поверхнях залізобетонних плит покриття



Рис. 5.72. Замірювання фактичної геометрії обрису покрівлі бювету

Центральна залізобетонна башта. За результатами виконаних обмірних робіт визначені геометричні розміри центральної залізобетонної башти.

Зовнішній діаметр центральної залізобетонної башти – 4,10 м до відмітки +8,15 м, потім вона розширяється до зовнішнього фактичного діаметра – 8,57 м; по контуру розширення, яке виконане у вигляді радіально розташованих 16 консольних балок, закріплених у центральній башті; на зовнішні торці консольних балок спирається залізобетонне контурне кільце; на контурне кільце спираються 16 залізобетонних колон перерізом 300x400 мм з висотою 3,6 м; по верхній грані колон виконаний циліндричний залізобетонний пояс, накритий плитою товщиною 160 мм (низ на відм. +13,85 м); по центру плити виконана вентиляційна шахта діаметром 2,4 м, висотою 1,8 м та перекрита згори залізобетонною плитою товщиною 80 мм.

Центральна залізобетонна башта з товщиною стінки 400 мм армована поздовжніми та поперечними арматурними стрижнями:

– кільцева зовнішня та внутрішня арматура башти, вище від вантового покриття - $\varnothing 8$ А-I і встановлена з кроком 200 мм по висоті, захисний шар відсутній у разі відбивання тиньку;

– вертикальна зовнішня та внутрішня робоча арматура $\varnothing 16$ А-II встановлена на всю висоту стовбура башти; фактичний крок – 250 мм по висоті, захисний шар 10 мм; проектний крок вертикальної робочої арматури – 200 мм.

Проектна марка бетону башти *M200*. Фактичні міцнісні дані по бетону наведені нижче.

За класифікації [8] стан центральної залізобетонної башти II – задовільний.

Зовнішнє залізобетонне опорне кільце Z-подібного перерізу. Вантова сітка притягнута анкерами до стінки зовнішнього Z-подібного залізобетонного опорного кільця (рис. 5.73, 5.74).

Діаметр до протилежних осей закріплення анкерними болтами М36 (за проектом) вантової сітки у зовнішньому опорному кільці 50,6 м.

Один збірний елемент зовнішнього опорного кільця спирається на чотири колони по осі “А”. Z-подібне залізобетонне кільце висотою 1 м має верхню та нижню горизонтальні полицки товщиною 250 мм та шириною 650 мм. Вертикальне ребро має ширину 300 мм.

Зовнішнє опорне кільце є збірно-монолітним і складається по периметру з 12 сегментних елементів.

По середній осі зовнішнього опорного кільця виконані закладні деталі для шарнірного кріплення анкерних болтів вантової сітки. За кількістю закладних деталей відомо два типорозміри бортових елементів: Б-1 (6 шт.) – 10 закладних деталей; Б-2 (6 шт.) – 9 закладних деталей у кожному.

Верхнє та нижнє армування опорного кільця ідентичне і розділене віконцями закладних деталей для кріплення анкерних болтів. Загальна кількість стрижнів поздовжньої робочої арматури по перерізу кільця $\varnothing 28$ А-II – 20 шт. По 10 стрижнів розташовані вище та нижче віконць закладних деталей, які мають висоту 200 мм.

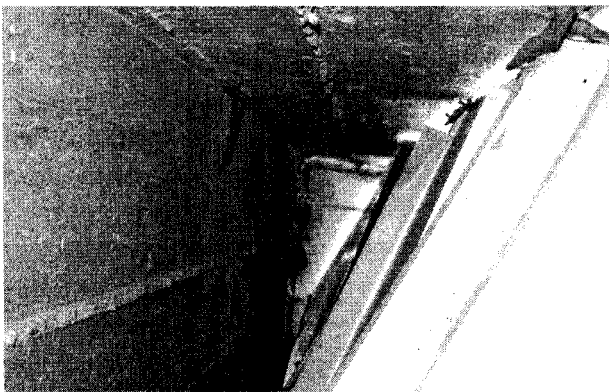


Рис. 5.73. Вигляд на зовнішнє опорне залізобетонне кільце Z-подібного перерізу



Рис. 5.74. Кріплення вантової сітки анкерами до зовнішнього опорного кільця

Проектна марка бетону зовнішнього опорного кільця – *M300*. Фактичні міцнісні дані по бетону наведені нижче.

За класифікації [61] стан елементів зовнішнього опорного кільця II – задовільний.

Висновки з оцінювання технічного стану несучих конструкцій покриття будівлі.

Конструкції будинку можна класифікувати за такими технічними станами:

- залізобетонні шестикутні плити покриття – задовільний стан – II;
- вантова сітка з комірками у вигляді правильних шестикутників задовільний стан – II з поступовим переходом у незадовільний – III стан;
- анкерна система вантової сітки – задовільний стан II з поступовим переходом у незадовільний III стан;
- зовнішнє залізобетонне опорне кільце II – задовільний;
- залізобетонні колони по зовнішньому обрису будинку I – нормальний;
- центральна залізобетонна башта II – задовільний.

Фактичні міцнісні характеристики бетону елементів конструкцій покриття.

Під час інструментального обстеження залізобетонних конструкцій покриття міцність бетону визначали неруйнівним методом за допомогою пружинного автомату А-1 комбінату “Хмельницькпромбуд”. За загальним статистичним опрацюванням сукупності даних міцнісних характеристик бетону по елементах конструкцій визначили їх клас “*B*” та марку “*M*” бетону. Загальне статистичне опрацювання міцнісних показників бетону показала, що на час обстеження фактичний гарантований клас “*B*” (марка – “*M*”) бетону:

– залізобетонних шестикутних плит покриття становить *B20 (M250)* за коефіцієнта варіації $U=12,26\%$, що більше від значення проектного класу *B15* та марки *M200* бетону (рис. 5.75);

– замонолічування стиків між шестикутними плитами покриття становить *B15 (M200)* за коефіцієнта варіації $U=12,45\%$, що відповідає значенням проектного класу *B15* та марки *M200* бетону. Значення коефіцієнтів варіацій не перевищують нормативного значення $U=13,5\%$ – коефіцієнта за [40], що свідчить про задовільний контроль якості бетону замонолічування (рис. 5.76);

– збірних сегментних елементів зовнішнього залізобетонного опорного кільця становить *B27,5 (M350)*, що більше від значення проектного класу *B25* та марки *M300* бетону за коефіцієнта варіації $U=9,61\% < 13,5\%$ [40], що вказує на нормальний контроль якості бетону (рис. 5.77);



Рис. 5.75. Зондування міцності бетону замоноличування стиків та плит покриття неруйнівним методом

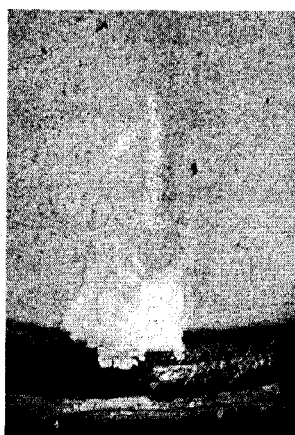


Рис. 5.76. Зондування міцності бетону центральної башти вище від покриття



Рис. 5.77. Зондування міцності бетону опорного кільця

– центральної залізобетонної башти становить $B17,5$ ($M225$) при коефіцієнті варіації $U=18,72\%$, що більше від значення проектного класу $B15$ та марки $M200$ бетону. Значення коефіцієнта варіації $U=18,72\%$ свідчить про коливання його міцності по ділянках вимірювання, і це значення коефіцієнта варіації перевищують нормативне значення $U=13,5\%$ за [40], що вказує на незадовільний контроль якості бетону під час бетонування залізобетонної башти.

На час обстеження, проектні міцнісні характеристики бетону по обстежених елементах конструкцій покриття буюету – забезпечені.

Інші необхідні розрахункові дані по бетону, за його класом, можна вибрати з таблиць [40].

Орієнтовне визначення міцнісних характеристик бетону елементів конструкцій покриття у 28-добовому віці за рекомендаціями [2]. Побудовані графіки зростання міцності бетону в часі дали можливість визначити значення класу “ B_{28} ” та марки “ M_{28} ” бетону у 28-добовому віці.

Нижче наведені ці значення порівняно з проектними міцнісними характеристиками бетону:

– клас (марка) бетону бортових елементів (рис. 5.78) покриття у 28-добовому її віці становив $B_{28}20$ ($M_{28}250$), що менше від проектного класу $B25$ та марки $M300$ бетону;

– клас (марка) бетону з/б плит покриття у 28-добовому її віці становив $B_{28}15$ ($M_{28}175$), що відповідає проектному класу $B15$ бетону;

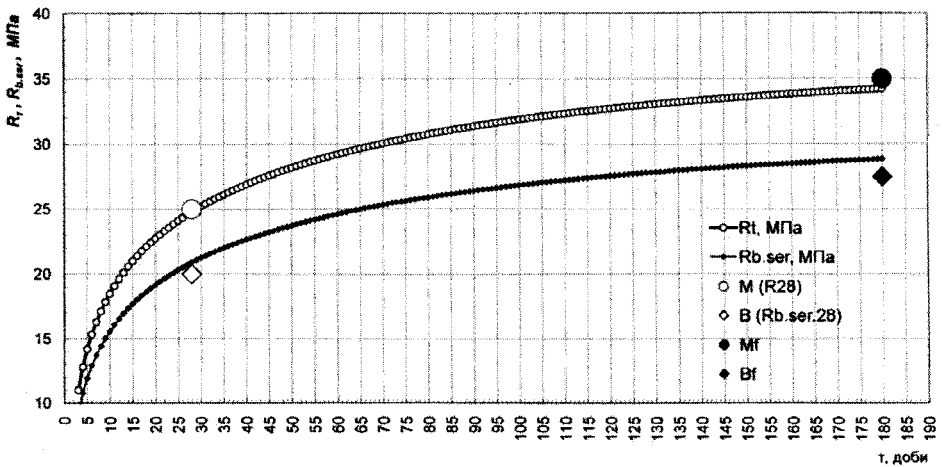


Рис. 5.78. Залежності зростання в часі міцності бетону R_t та умовної нормативної міцності бетону $R_{b.ser.t}$ бортових елементів опорного зовнішнього кільця (після $t = 28, 80$ та ≥ 180 діб, після 180 діб – незначне зростання R_t та $R_{b.ser.t}$). Залежності відповідають класу B_{20} та міцності $R_{28}=25$ МПа (M_{250}) бетону у 28-добовому віці. На графіку, побудованому за рекомендаціями [2], міцнісні характеристики бетону віднесені до кубів $150 \times 150 \times 150$ мм

– клас (марка) бетону замонолічування стиків між плитами у 28-добовому її віці становив $B_{28}10$ ($M_{28}125$), що менше від проектного класу B_{15} та марки M_{200} бетону;

– клас (марка) бетону центральної залізобетонної башти у 28-добовому її віці становив $B_{28}10$ ($M_{28}150$), що менше від проектного класу B_{15} та марки M_{200} . Аналіз графіка зростання міцності бетону центральної башти показав, що у разі витримування бетону до монтажу конструкції покриття бювету міцнісні характеристики бетону досягають проектних значень приблизно протягом трьох місяців від часу завершення бетонування башти.

Це не стосується бетону замонолічування стиків між шестикутними плитами покриття, який набрав проектну міцність тільки через шість місяців.

Ці орієнтовні міцнісні характеристики бетону елементів конструкцій покриття у 28-добовому віці потрібно використовувати при розрахунках, які враховують історію завантаження конструкцій.

Перевірні розрахунки несучої здатності вантової сітки покриття. Впродовж терміну експлуатації будівлі через недоліки експлуатації самої покрівлі і систем сніговидалення і водовідведення, незважаючи на зміни конструкції покрівлі і періодичне оновлення водозахисного килиму, внаслідок протікання залізобетонна оболонка покриття піддавалась періодичному замочуванню. Спостерігались випадки збирання талої води на покрівлі до рівня висотою 0,5 м (рівень отвору виходу на покрівлю).

Виконане обстеження конструкцій оболонки покриття виявило окремі дефекти у вигляді тріщин вздовж залізобетонних ребер плит, корозії вантових бандажів. Через ці обставини для оцінювання стану несучих конструкцій покриття та прогнозу його стану на майбутнє першочерговим завданням є перевірка фактичної несучої здатності елементів оболонки покриття з врахуванням таких факторів:

- наявного і прогнозованого зменшення перерізів вант за рахунок корозії;

- збільшення в 1,7 раза величин снігових максимальних граничних (розрахункових) навантажень порівняно з розрахунковими сніговими навантаженнями, які передбачені за нормами, що були чинні на час проектування будівлі;

- наявними і можливими в майбутньому, непередбаченими за проектом, додатковими епізодичними завантаженнями внаслідок збирання в чаші оболонки значної кількості талої води.

Значення корисних навантажень на покриття, які значно коливалися за час експлуатації будівлі, визначити на час обстеження неможливо. Ці значення для перевірних розрахунків несучої здатності покриття приймали згідно з результатами обстеження та нормативними документами, які були чинними на час проектування та чинні на час обстеження.

Перевірні розрахунки несучої здатності покриття, через моделювання напружено-деформованого стану вант всячої залізобетонної оболонки б'ювету мінеральних вод у Трускавці, виконав канд. техн. наук І.З. Бутринський.

Деякі висновки за результатами обстеження сталевих конструкцій вантової сітки. У зв'язку з важкими умовами експлуатації реальні терміни ресурсу сталевих конструкцій вантової сітки за поверхневою корозією становлять 20–30 років за методиками [3, 50, 53, 54, 58, 67].

Прогноз товщини шару корозії виконали за рекомендаціями робіт [54, 56, 100].

Корозійне середовище середньої агресивності визначене за результатами порівняння реальних замірювань ступеня корозії та методики [54, 56, 100] (рис. 5.79).

Оскільки сталева конструкція вантової сітки експлуатується довше від зазначеного терміну, практично 35 років, без систематичного нагляду і ремонтно-відновлювальних робіт, зазначене покриття будівлі є потенційним джерелом техногенної небезпеки у зв'язку з можливим продовженням корозійних процесів.

Це пов'язано з:

- довготривалим зволоженням конструкцій покриття б'ювету за рахунок неякісного виконання гідроізоляційного килиму покрівлі, під час будівництва та її декількаразової реконструкції за час експлуатації б'ювету (останній раз у 2009 р., до обстеження покриття);

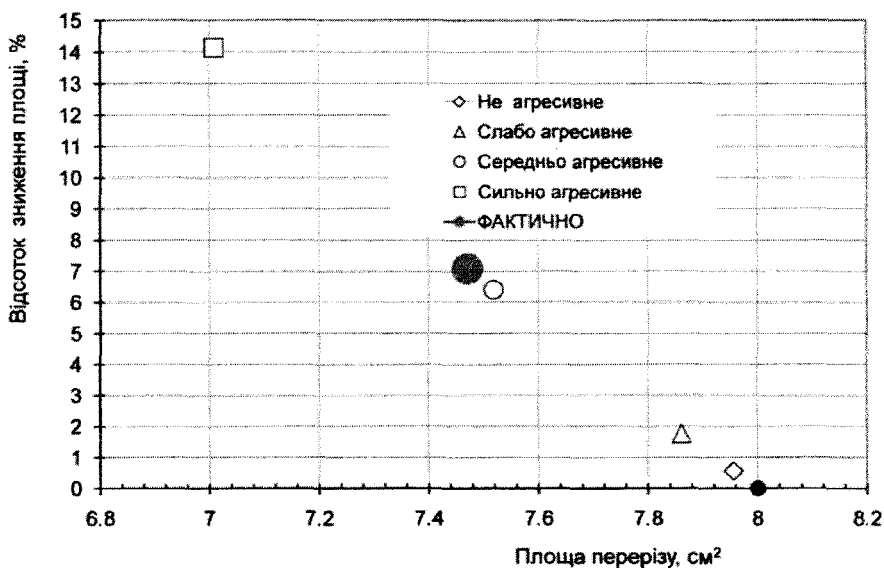


Рис. 5.79. Кінетика корозії сталі перерізу $2 \times 4(h) = 8$ кв. см бандажів вантової сітки за 35-річний період експлуатації, залежно від рівня агресивності середовища

– протіканням покриття залізобетонних конструкцій переважно по стиках збірних залізобетонних шестикутних ребристих плит покриття та бетону замонолічування швів, між вертикальними ребрами залізобетонних плит, де розташовані елементи вантової сітки;

- довготривалим зберіганням вологи в утепленні покриття;
- недостатнім утепленням покриття згідно з чинними нормативними документами [45].

Положення погіршується тим, що від стану вантової сітки залежить безпека споруди загалом.

Під час обстеження заміряні фактичні розміри перерізів бандажів вантової сітки. За рахунок корозії протягом 35 років, розміри перерізу бандажів становлять $19,4 \times 39,45$ мм, без урахування виразкової корозії. Кінетика корозії за період експлуатації становить в середньому $0,3125$ мм за контуром елементів вантової сітки, що становить $4,8643$ % від проектної площі.

Рівень фактичної корозії, який оцінювали згідно з графіком на рис. 5.79, досягнув фізичного зносу близько $6,41$ %, але за рахунок виразкової корозії вантової сітки потрібно зменшити її переріз з урахуванням коефіцієнта надійності $\gamma_n = 1,1$. Тоді фізичний знос буде $7,1$ %, а номінальна площа елемента вантової становитиме $A = 7,08$ см², замість площі $A = 2 \times 4 = 8$ см² за проектом, яка на $11,3$ % більша.

Сталеві конструкції вантової сітки перебувають у задовільному технічному стані – II з поступовим переходом у незадовільний III стан, і у зв'язку з цим підлягають регулярному обстеженню за ступенем корозії вант, після якого необхідно робити висновки про необхідність її підсилення з врахуванням того, що тенденції до перебігу корозійних процесів у несучих сталевих елементах вантової сітки покриття не припиняться.

Аналіз технічного стану унікального покриття будівлі, збудованої у 1975 р. за проектом, розробленим у Державному комітеті з цивільного будівництва і архітектури при Держбуді СРСР Київ ЗНДІЕП у 1972 р., свідчить про те, що її утримання під час експлуатації не мало відповідної системи, яка б забезпечувала кваліфіковану експлуатацію під наглядом проектної організації-розробника проекту бювету, інженерну діагностику її стану, вчасний ремонт, що дало б можливість забезпечити тим самим збереження покрівлі у належному стані.

Для цього було необхідно:

- розробити заходи, які б об'єднували всі ланки процесу забезпечення нормальної експлуатації покриття, від прийняття типів антикорозійних матеріалів, забезпечення технології їх використання, проектного рішення з ліквідації можливих причин утворення агресивних станів середовища, до пошуку виконавця, який спеціалізується на попередженні та захисті сталевих конструкцій від корозійних процесів;

- конструкції, що перебувають в обмежено працездатному технічному стані, допускається не підсилювати до найближчого ремонту за умови необхідного контролю за їх станом;

- виконати обстежувальні роботи щодо виявлення інших будівель та споруд, підпорядкованих ЗАТ “ТРУСКАВЕЦЬКУРОРТ” ГГРЕС, які є особливо небезпечними з погляду наслідків можливих небезпечних станів за рахунок неконтрольованих корозійних процесів;

- впровадити типові регламенти технологічних процесів з протикорозійного захисту будівельних конструкцій;

- створити або розширити згідно з нормативами служби технічної експлуатації будівель та споруд, надати цим службам необхідні права, розподілити обов'язки та відповідальність;

Наведені вище заходи можуть бути складовою частиною програми, яка дасть можливість вирішити комплекс питань щодо забезпечення безпечної експлуатації і продовження ресурсу основних будівель та споруд.

Для довідки. Спеціальні обстеження вперше проводять не пізніше ніж через 12 років після введення будівлі або споруди в експлуатацію. Зазначений у табл. 9 [39], а далі – за вказівками, наведеними у висновках про технічний стан конструкцій з виконаного обстеження. За відсутності таких вказівок періодичність подальших обстежень дорівнює половині терміну (у цьому випадку $12/2=6$ років), наведеному у табл. 9 [39].

Загальні висновки та рекомендації за результатами обстеження. Виконані обмірювальні та обстежувальні роботи покриття будівлі по вул. Суховоля, 67 у Трускавці показали таке.

Роботи з обстеження будівлі виконані в обсязі, який необхідний для оцінювання технічного стану та несучої здатності конструкцій покриття. Час експлуатації будівлі близько 35 років.

На час обстеження проектні міцнісні характеристики бетону по всіх обстежених елементах покриття – забезпечені.

Конструкції покриття будівлі можна класифікувати за такими технічними станами:

- залізобетонні шестикутні плити покриття II – задовільний;
- бортові елементи (збірні елементи зовнішнього опорного несучого залізобетонного кільця Z-подібного перерізу) II – задовільний;
- залізобетонні колони по зовнішньому обрису будинку I – нормальний;
- центральна залізобетонна башта I – задовільний;
- анкерна система вантової сітки II – задовільний стан з поступовим переходом у незадовільний III стан за рахунок її корозії;
- вантова сітка з комірками у вигляді правильних шестикутників II – задовільний з поступовим переходом у незадовільний III стан за рахунок її поступової корозії.

На час обстеження рівень корозії вантової сітки досягнув фізичного зносу близько 6,41 %, але за рахунок виразкової корозії вантової сітки потрібно зменшити її переріз з врахуванням коефіцієнта надійності $\gamma_n=1,1$. Тоді фізичного зносу буде близько 7,1 %, а площа елемента вантової сітки становитиме $A=7,08 \text{ см}^2$. Положення погіршується тим, що від корозійного стану сталеві вантової сітки залежить безпека споруди загалом.

Сталеві конструкції вантової сітки перебувають у задовільному технічному стані II з поступовим переходом у незадовільний III стан. У зв'язку з 35-річним терміном експлуатації і відсутністю за цей період даних з обстеження корозійних процесів у елементах вантової сітки, вони підлягають огляду та обстеженню за ступенем їх корозії через 1–2 роки.

З врахуванням того, що тенденції до перебігу корозійних процесів у несучих сталевих елементах вантової сітки покриття не припиняться, а на це є перелічені причини, зокрема збільшення нормативних снігових навантажень, необхідно заздалегідь розробити проект з реконструкції б'ювету з підсиленням несучих конструкцій вантового покриття.

Необхідно на цей час, у зимову пору, виконувати серйозний контроль за рівнем снігових навантажень та допустимим рівнем води біля центральної башти, станом водовідвідних воронок та ефективністю опалювальної системи з 12 радіаторів, які встановлені у проміжку між несучою системою покрівлі та конструкцією покрівлі, в межах яких розташовані водовідвідні воронки.

Висота ущільненого снігового покриву не повинна перевищувати 15 см (експериментальна питома вага $\gamma=320 \text{ кг/м}^2$), висота свіжого снігу не повинна перевищувати 30 см, льоду 5 см (усі ці навантажені рівні розглядати окремо).

За виконаними перевірними розрахунками на час обстеження зроблені такі висновки:

- конструкція покриття до замонолічування має істотно-нелінійну поведінку. Істотний вплив на прогини конструкції і її обрис до замонолічування мають контактна жорсткість вузлів та витягнення вант;

- загалом несуча здатність покрівлі забезпечується проектними перерізами стержнів вант;

- за наявності корозії вант напруження необхідно збільшити відповідно до зменшення фактичного перерізу вант;

- розрахункові максимальні снігові навантаження згідно з чинними нормами призводять до напружень і деформацій у вантах, істотно більших, ніж напруження і деформації прийнятих на стадії привантаження і попереднього натягу. Внаслідок цього за максимальних розрахункових снігових навантажень у бетоні виникнуть напруження розтягу, які призведуть до появи тріщин у бетоні;

- максимальні напруження у вантах за дії максимальних розрахункових (граничних) снігових навантажень забезпечують міцність вант;

- з умов тріщиностійкості бетону за дії максимальних розрахункових (експлуатаційних) снігових навантажень конструкції покриття перевантажені;

- загалом доцільне підсилення конструкції покриття для забезпечення тріщиностійкості у разі снігових навантажень, передбачених ДБН [40] (рішення з підсилення конструкції покриття, необхідно погодити з авторами його проекту);

- для оптимального проектування конструкцій підсилення необхідні додаткові дані про фактичний температурний режим несучих конструкцій покриття у зимову пору.

Перевірні розрахунки показали, залежно від ступеня корозії вантової сітки з проектним перерізом бандажів вантової сітки $20 \times 40 \text{ мм}$, що максимальні напруження в них у разі дії фактичних постійних, тимчасових (снігових за нормативними документами, які були чинні на час проектування та чинними на час обстеження) коливається від 185 МПа (суми постійних та снігових навантажень: нормативних 50 кг/м^2 та розрахункових 70 кг/м^2 за [78] – на час проектування) до 230 МПа (суми постійних та снігових навантажень: експлуатаційного 70 кг/м^2 та граничного 163 кг/м^2 за [40] – на час обстеження), без врахування снігових мішків та рівня води на покрівлі до рівня порогу виходу на покрівлю.

У разі дії фактичних постійних та тимчасових снігових навантажень на час проектування, несуча здатність забезпечена за максимальних напружень у елементах вантової сітки 185 МПа, що нижче на 27 % від розрахункового опору сталі вант на час будівництва бювету.

У зв'язку зі збільшенням розрахункових снігових навантажень у 1,7 раза необхідно заздалегідь розробити проект реконструкції покриття (розрахунки та робочі креслення) для можливості прийняття вантовою сіткою таких навантажень: постійних, тимчасових (снігових за [40]), сейсмічних та навантажень від можливого підняття рівня води на покрівлі до рівня порогу виходу на покрівлю.

Рекомендації забезпечать стабільність і експлуатаційну надійність покриття та будівлі загалом.

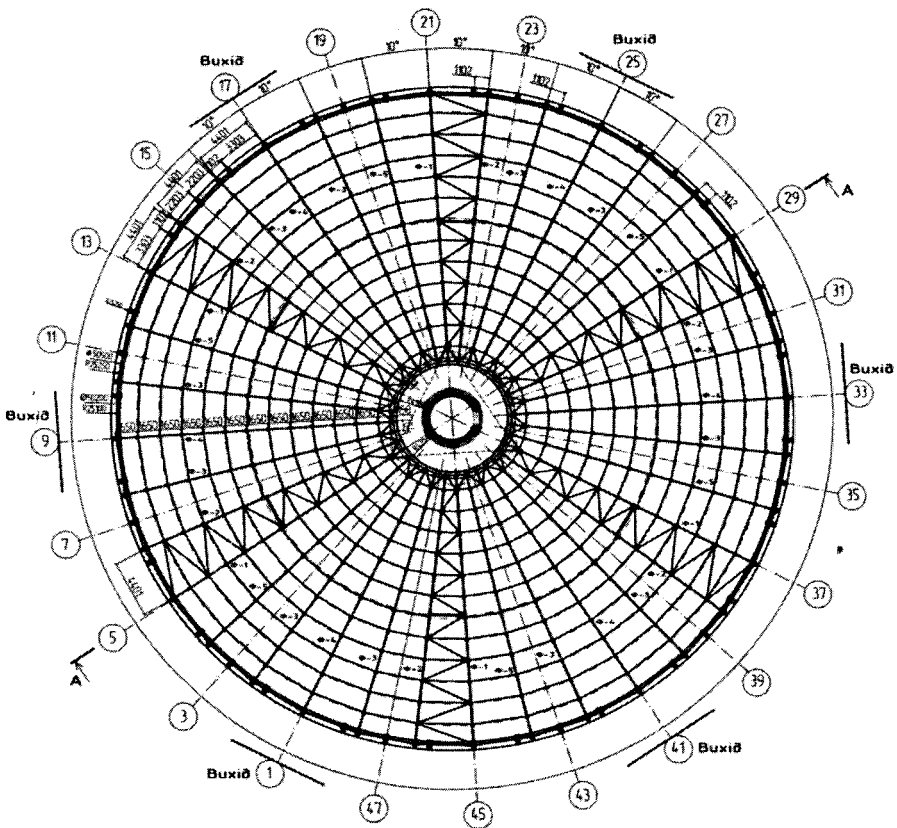


Рис. 5.80. План покриття будівлі з монтажною схемою розташування радіальних ферм, прогонів, вертикальних зв'язків і розпірок між поясами ферм та зв'язків по верхніх поясах ферм. Переріз "А – А" наведений на рис. 5.81

Технічне рішення з реконструкції покриття. На підставі проведеного аналізу конструктивних рішень проекту та результатів обстеження було прийняте та погоджене з автором проекту вантового покриття Г.О. Авдєєвим колишнім ГП Київ ЗНДІЕП технічне рішення з розвантаження несучих сталевих елементів вантового покриття, яке розробили автори цієї роботи.

Технічне рішення з розвантаження вантової системи покриття бювету полягало в улаштуванні над висячим наявним покриттям нового покриття, яке зніме усі тимчасові навантаження з вантової системи і захистить її від зволоження. З боку фасадів архітектурний образ будівлі не змінюється.

На базі технічного рішення розроблені робочі креслення марки “КМ” на улаштування шатрової конструкції зі сталевих радіальних ферм над наявним вантовим покриттям бювету мінеральних вод № 2 у Трускавці з метою зняття снігового навантаження та у зв’язку з корозією несучих сталевих елементів вантової системи покриття, яке виявлено в результаті обстеження.

План покриття будівлі з монтажною схемою розташування радіальних ферм, прогонів, вертикальних зв’язків і розпірок між поясами практично в середині прольоту ферм та зв’язків по верхніх поясах ферм, наведений на рис. 5.80.

Склад нової покрівлі: механічно закріплена мембранна система; утеплення з жорстких мінераловатних плит; металевий профільований настил, який змонтований по прогонах покриття.

Каркас запроектовано виконати зі сталевих радіальних ферм розв’язаних горизонтальними і вертикальними зв’язками. Радіальні ферми спираються безпосередньо на верхню полицку збірно-монолітного зовнішнього опорного несучого залізобетонного кільця Z-подібного перерізу та через стійки, які в своїй площині розв’язані вертикальними зв’язками і розпірками, на обв’язувальні балки центрального просторового опорного блока (рис. 5.82).

Матеріал конструкцій – сталі марок: С235 (ВСтЗкп2), С245 (ВСтЗпсб), С345 (09Г2С-12-1).

Після монтажу сталевих конструкцій працівники спеціалізованої організації повинні пофарбувати їх вогнетривкими фарбами.

Шість стійок просторового опорного блока пропущені через отвори у полицках шести ребристих залізобетонних добірних плит покриття (вузол “А”, рис. 5.82, 5.83) та спираються через регульовані опори на залізобетонне опорне кільце на стовбурі центральної башти (рис. 5.81).

Улаштування монолітного залізобетонного опорного кільця виконують з важкого бетону класу В25. Під бази металевих підкосів, після їх регулювання по висоті чотирма анкерними болтами, підливали важкий бетон В25 на дрібному щебені.

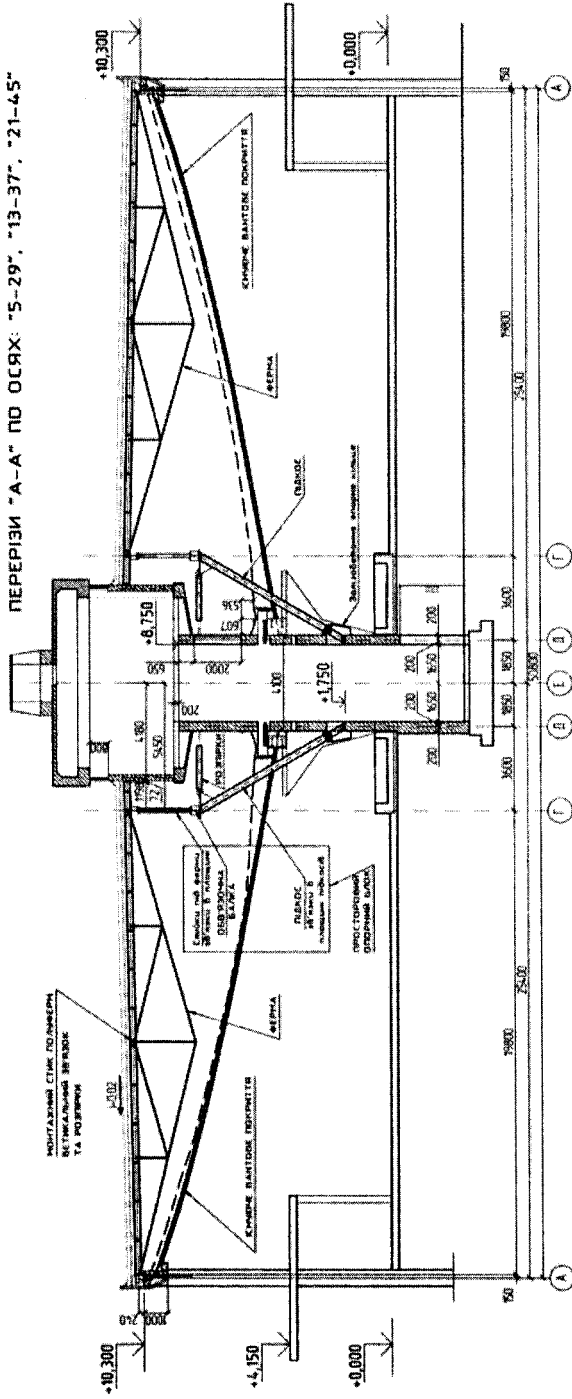


Рис. 5.81. Улаштування шатрової конструкції зі сталевих радіальних ферм над наявним вантовим покриттям бювету мінеральних вод № 2. Розташування перерізу "А - А" позначено на рис. 5.80

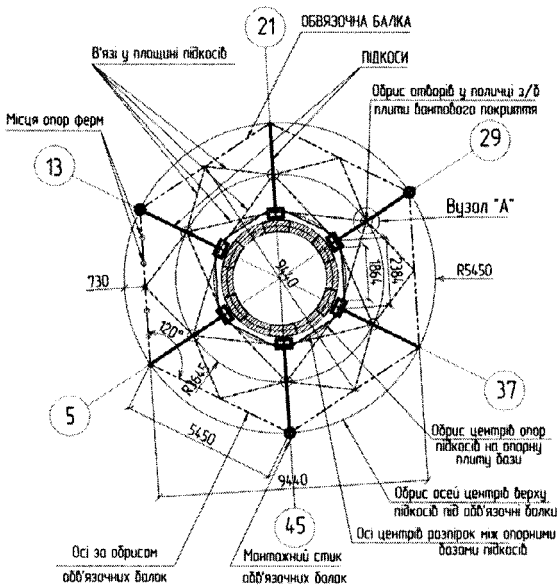


Рис. 5.82. Геометрична схема просторового опорного блока

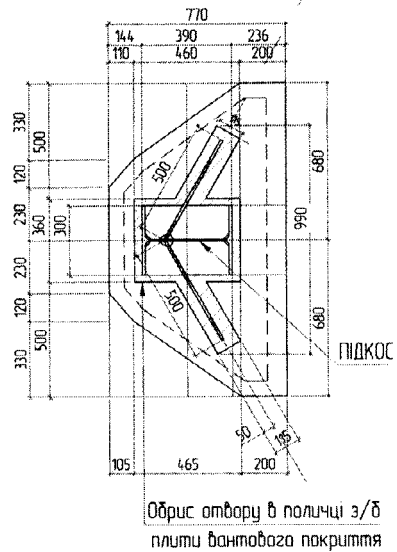


Рис. 5.83. Вузол "А" проходження підкосу через добірну ребристу плиту вантового покриття

У разі пробивання шести отворів у стовбурі центральної башти для опор залізобетонного кільця та опор підкосів з блоками анкерних болтів у стовбурі башти наявну арматуру стовбура башти не обрізати по гранях отвору. Потрібно залишити випуски арматури і поновити її після монтажу арматурних елементів залізобетонного кільця.

Корисне навантаження на кільце можна передавати тільки після того, як бетон набуде не менше ніж 75 % проектної міцності. Щити опалубки можна знімати за досягнення бетоном не менше ніж 50 % проектної міцності.

Армування монолітного кільця виконується сітками з окремих стержнів.

Арматурні каркаси в'язані збирають по місцю з окремих стержнів. Усі місця перетинів поздовжніх та поперечних стержнів мають бути з'єднані. Під час виконання стержнів з частин на повну проектну довжину вони стикаються на зварці з довжиною зварного шва не менше 100 мм з двох боків арматури. Під час виконання арматурних стержнів сіток з частин, на повну проектну довжину, без зварювання, стержні стикаються з довжиною перепуску не менше ніж $40 \times d$ і об'єднують в'язальним дротом, але такі стики потрібно виконувати поза межами ніш для опор залізобетонного кільця.

Стики в сітці з окремих стержнів повинні бути зміщені не менше ніж на 600 мм. Перед бетонуванням перевірити місце розташування арматурних виро-

бів, закладних деталей-анкерів, надійно зафіксувати їх від зміщення під час укладання та вібрування бетону.

Рекомендується забетонувати фундамент за один період часу, без тривалих перерв в укладанні бетонної суміші. Місця влаштування робочих швів бетонування за необхідності погоджують з авторами проекту, але в будь-якому разі виконують з додатковим армуванням арматурними стержнями не в одній площині.

Висновки. Запропонована шатрова конструкція дає змогу зняти з вантового покриття такі навантаження: снігові навантаження (зокрема снігові мішки); рівня води 0,5 м на покрівлі до порогу виходу на покрівлю; власної ваги дерев'яних конструкцій покрівлі, який утворює повітряний проміжок між наявним ватовим покриттям і покрівлею; утеплювача в межах повітряного простору; покрівлею з оцинкованої бляхи до дерев'яного настилу і наклеєним на оцинковану бляху шару руберойдного килиму.

Зняття цих конструктивних елементів дає можливість істотно зменшити напруження у несучих сталевих елементів вантової системи покриття навіть з урахуванням її корозії.

Несуча здатність елементів вантової сітки буде забезпечена у разі зняття перелічених вище постійних та тимчасових від води і снігових навантажень на наявне вантове покриття.

Максимальні напруження у елементах вантової сітки за розрахунком будуть 175 МПа, що нижче на 30 % від розрахункового опору сталі вант на час обстеження покриття бювету за номінальної площі вант $A=7,08 \text{ см}^2$ (з врахуванням поверхневої і виразкової корозії), замість площі $A=2 \times 4=8 \text{ см}^2$ за проектом, яка на 11,3 % більша.

Як зазначено вище за дії фактичних постійних та тимчасових снігових навантажень на час проектування (при площі перерізу двох суміжних бандажів вантової сітки $A=2 \times 4=8 \text{ см}^2$), несуча здатність вант забезпечена за максимальних напружень у елементах вантової сітки 185 МПа, що нижче на 27 % від розрахункового опору сталі вант на час будівництва бювету.

Запропонована шатрова конструкції дає змогу практично вийти на проектні максимальні напруження у елементах вантової сітки, на час будівництва.

Проектне рішення на улаштування шатрової конструкції із сталевих радіальних ферм над наявним ватовим покриттям бювету мінеральних вод № 2 у Трускавці з метою зняття снігового навантаження та запобігання подальшої корозії вантової сітки погодив автор проекту вантового покриття, колишній ГІП Київ ЗНДІЕП Г.О. Авдеев.

5.13. Конструктивне вирішення складу вугілля на цементному заводі “ЩУРОВСЬКИЙ ЦЕМЕНТ” у м. Коломна

Робочі креслення комплексу “КМ” розробили автори роботи на стадії “Проект”, за даними, зумовленим в комплекті креслень марки “АБ”, в межах співпраці з філією ПП “ТЕБОДІН” у Львові.

Загальні параметри купола: діаметр по осі опор в рівні обріза фундаменту становить 79,5 м; висота від рівня обріза фундаменту становить 35,6 м.

Технічне вирішення споруди розроблене для будівництва в районі із такими природно-кліматичними умовами, відповідно до [78]:

- нормативні значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальній поверхні землі $S_n = 0,7 \times 1800 \text{ Па} = 1260 \text{ Па}$ (3-й сніговий район);
- нормативне значення вітрового тиску $W_o = 230 \text{ Па}$ (1-й вітровий район);
- власна вага металоконструкцій прийнята згідно з відповідними сортаментами металопрокату.

Кліматичний район відповідно до [78] – негативна розрахункова температура $^{\circ}\text{C}$, П4 ($-30 > t > -40$); П5 і ін. ($t > -30$).

Клас відповідальності об’єкта по [34] 1 – особливо важливого значення ($G_n = 1$).

Коефіцієнт умов роботи $c = 1,0$. Група конструкцій за табл. 50* [18] – 1.

Категорія з вибухопожежної і пожежної небезпеки будівлі – “Б”.

Межа вогнестійкості металевих конструкцій купола REI 60, а група по межі поширення вогню – М0.

За відм. $\pm 0,000$ прийнятий рівень чистої підлоги, який відповідає абсолютній відм. 119,50 м.

Технічне рішення розроблене для виконання робіт в літніх умовах. Під час виконання робіт у зимову пору керуватися відповідними розділами [92].

Споруда є ребристо-кільцевим зв’язковим сегментним куполом з 24-гранною циклічно-симетричною структурою, сталевим несучим каркасом, зовнішньою обшивкою з профнастилу, внутрішньою підшивкою з сендвіч-панелей. Загальний вигляд купола показаний на рис. 5.84.

Характеристика споруди та її конструктивне вирішення. Купольна споруда складу вугілля має круглу форму в плані з діаметром в осях 79,5 м і висотою 35,9 м.

Каркас купола утворений з радіальних полігональних ребер-напіварок (рис. 5.85), горизонтальних полігональних кільцевих поясів, балок перекриття, балок протипожежної обшивки і системою зв’язків по ребрах напіварок. Ребра напіварок основної секції “SD” запроектовані з балок двотаврового перерізу.

Двотаврові перерізи прокатні типові за каталогом ОТУА: HEA NF по А 45-201; IPE по NF А 45-205, і зварні – перехідні двотаври між типовими перерізами. Балки покриття і протипожежної обшивки - двотаврового перетину прокатні типові за каталогом ОТУА: HEA NF по А 45-201; IPE по NF А 45-205. Зв’язки – трубчастого перетину з круглих прокатних труб.

На відмітках +5,500 м і +17,800 м розташовані отвори, через які підходять конвеєрні галереї. У середині споруди розташоване устаткування для розподілу вугілля по технологічних напрямках.

По периметру споруди розташовано шість воріт шириною і висотою 5 м. Будівлю не обігрівають. Водовідвід з покрівлі – неорганізований.

Як зовнішнє стінове обгороджування і покрівля слугують металеві профілювані листи. Вони кріпляться з відмітки +0,2 м до відмітки +35,6 м (відмітка краю центрального кільця, зберігається ухил верхніх полиць кільцевих балок покриття, розташованих у межах панелей “Panel-7” і секцій “Section-7”).

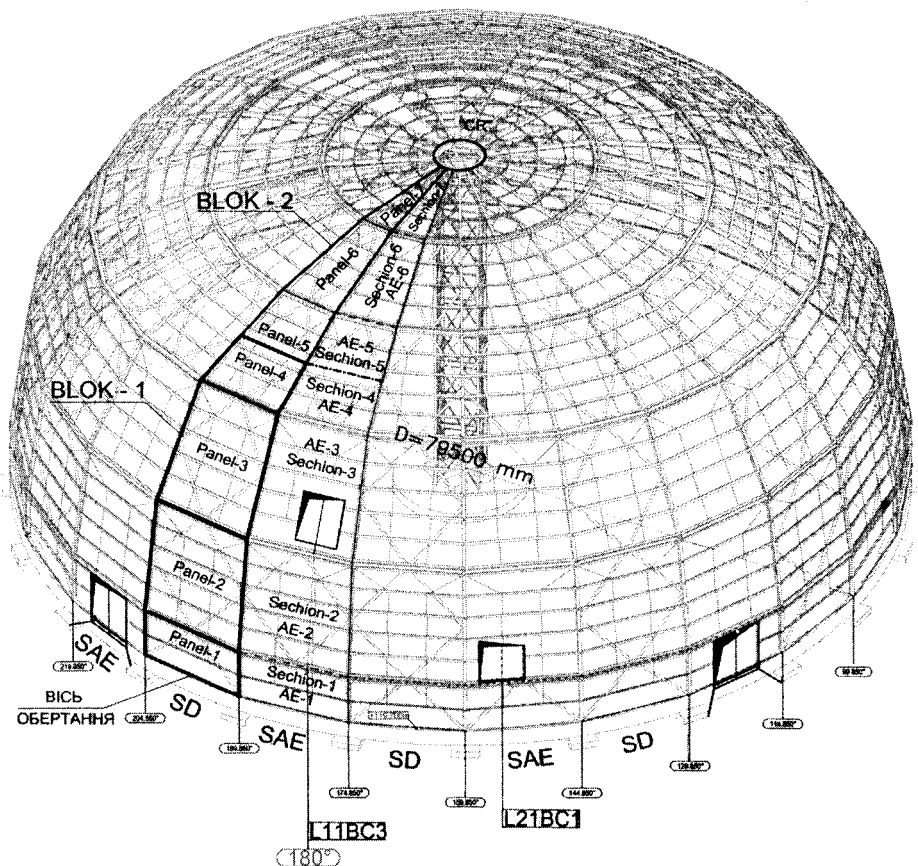


Рис. 5.84. Ізометричний вигляд схеми купола

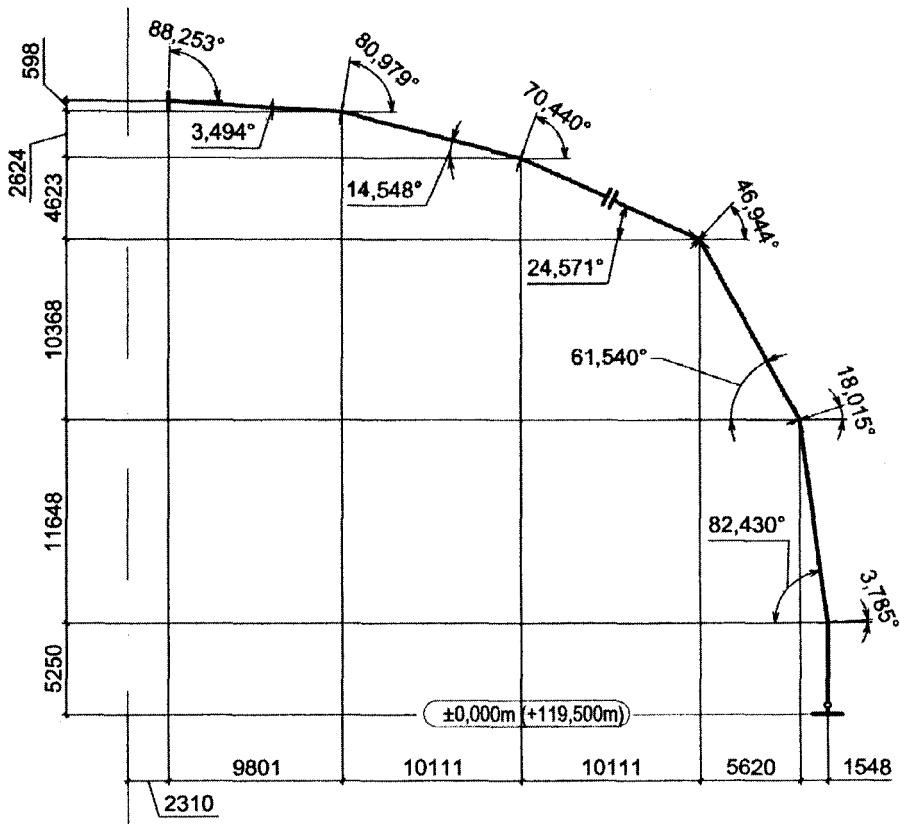


Рис. 5.85. Геометрія осі вертикального ребра в площині ребра

Як вогнестійка (Е30) обшивка купола прийняті сандвіч-панелі завтовшки 60 мм (вага – $14,2 \text{ кг/м}^2$) або сандвіч-панелі завтовшки 80 мм, (вага – $16,4 \text{ кг/м}^2$, Е60). Сандвіч-панелі заповнені жорсткими базальтовими мінераловатними плитами (типи: “Rockwol”, “Nobasil”, “Paroc”) і облицьовані з двох сторін сталевими оцинкованими листами завтовшки 0,5 мм. Їх кріплять за допомогою самонарізів або болтів на кільцеві балки внутрішньої обшивки поверхні куполу, з відмітки +0,200 м до відмітки +34,550 м – краю центрального кільця “CR”. Ухил плит внутрішньої вогнестійкої обшивки зберігається по нижніх полицях кільцевих балок обшивки, які розташовані в межах панелей “Panel-1 Panel-7” і секцій “Sechion-1 Sechion-7”.

Вузли з’єднання арок з фундаментами, балок покриття, балок обшивки з арками і вузли з’єднання зв’язків – шарнірні.

Вузли з’єднання балок в арках і з центральним кільцем – жорсткі. Вузли з’єднання кільцевих балок жорсткості в п’яти рівнях напіварках – жорсткі.

РОЗГОРТКИ СЕКЦІЇ КУПОЛА -24 секції (Радіальні балки полуарок, елементи кілець жорсткості, зв'язки)

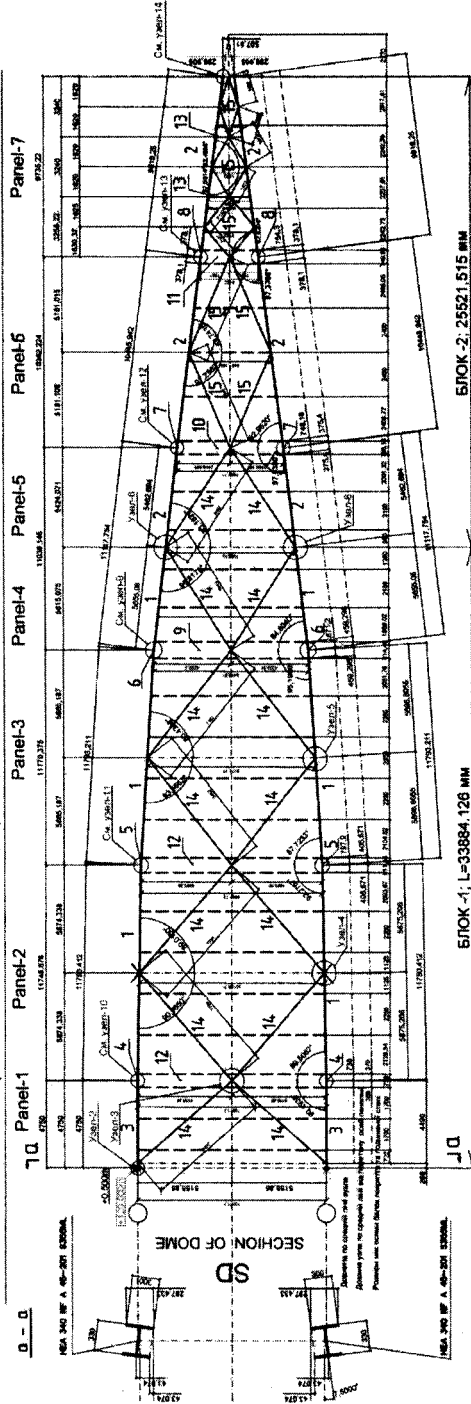


Рис. 5.86. Розгортка основних секцій купола "SD", яка складається з панелей Panel-1+ Panel-7

Просторова жорсткість забезпечується вертикальними і похилими зв'язками по напіварках, жорсткістю напіварок, об'єднаних на центральному кільці і кільцевими балками жорсткості, встановлених в п'яти рівнях. Зв'язок – трубчастий перетин з круглих прокатних труб.

Купольна споруда складу вугілля складається з 24 секцій (сегментів по 15°). Кожна з 12 основних секцій куполу “SD” складаються з двох блоків: нижнього “Blok-1” і верхнього “Blok-2”. Кожна з 12 монтажних секцій “SAE” складаються з семи секцій Sechion-1÷Sechion-7, (рис. 5.72).

Нижній блок “Blok -1” складається з чотирьох панелей: Panel-1÷Panel-4. Верхній блок “Blok -2” складається з трьох панелей: Panel-5÷Panel-7 (рис. 5.86). Верхній край блока “Blok-1” і нижній край блока “Blok-2” під час монтажу з'єднуються монтажним стиком, розташованим між панелями “Panel-4” і “Panel-5”.

Під час монтажу блоки “Blok-1”, “Blok-2” між собою і з центральним кільцем (рис. 5.87) з'єднують жорстко на фланцях, утворюючи основну секцію “SD” (сегмент 15°). Симетрично, з протилежного боку, монтується наступна секція “SD”. Така послідовність зберігається під час монтажу всіх 12 основних секцій “SD”.

Верхній край панелі “Panel-7” блока “BLOK-2” основної секції “SD” кріпиться до центрального кільця “CR” (рис. 5.87), яке заздалегідь встановлене на монтажну центральну стійку.

Нижній блок “Panel-1” основної секції “SD” кріпиться до фундаменту шарнірними опорами. Конструктивне вирішення шарнірної опори наведено на рис. 5.88.

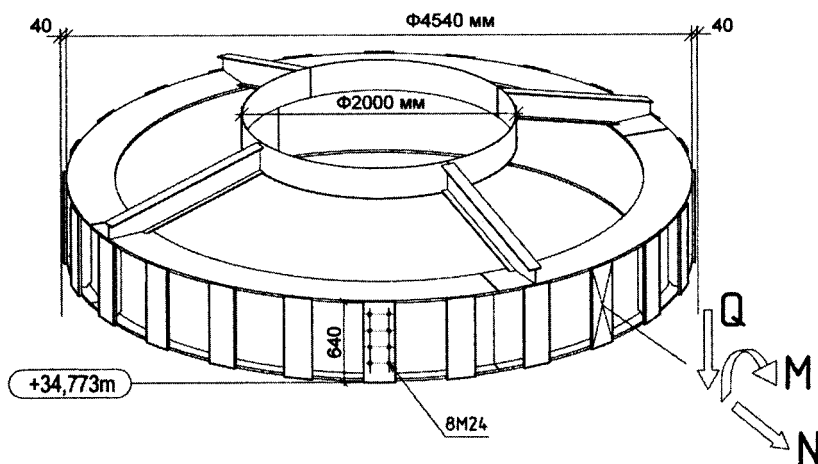


Рис. 5.87. Аксонометрія центрального кільця “CR” купола

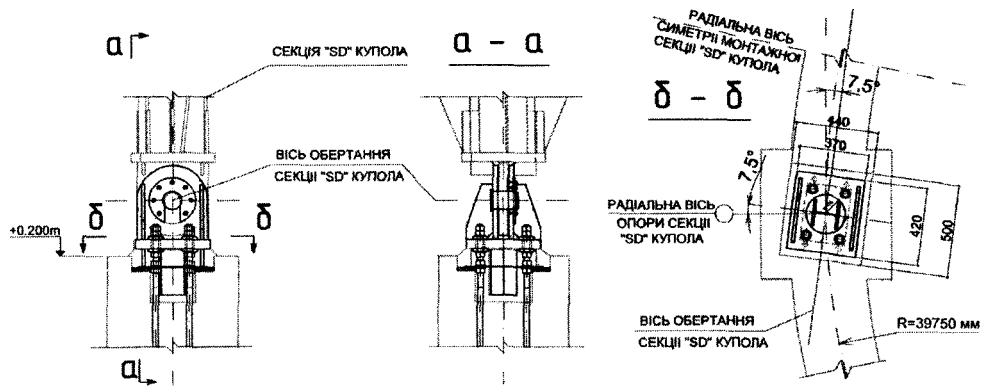


Рис. 5.88. Конструктивне вирішення шарнірної опори кріплення основного сегменту "SD" до фундаменту

Схема монтажу секції купола наведена на рис. 5.89.

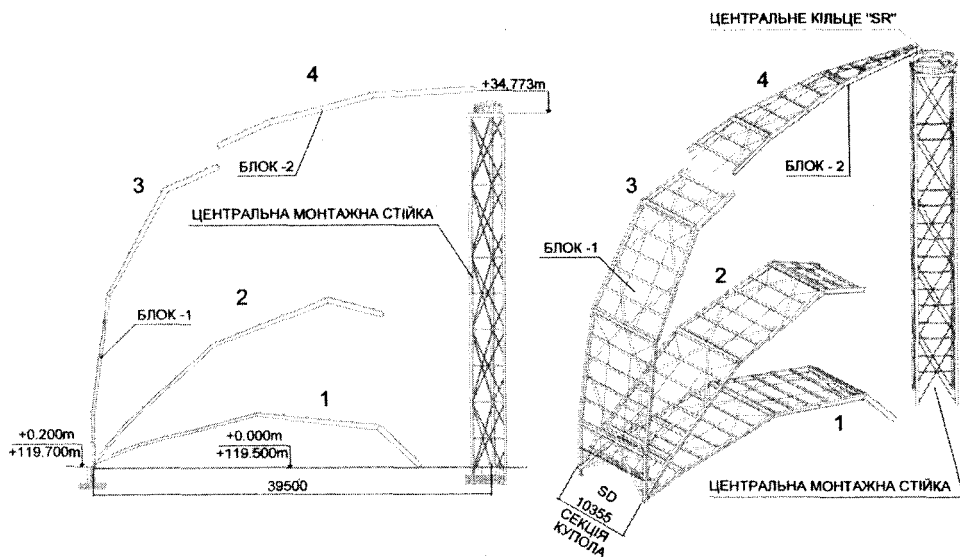


Рис. 5.89. Аксонометрія схеми монтажу секції купола

Після монтажу 12 основних секцій "SD", між ними улаштовуються 12 монтажних секцій "SAE" (рис. 5.90). У них у проміжках АЄ-1 (Seshion-1) ÷ АЄ-7 (Seshion-7), від низу до верху, монтують окремі елементи.

Розрахунок металоконструкцій виконаний відповідно до таких нормативних документів: [78, 94]. Коефіцієнт надійності за відповідальністю для І рівня – 1 [34] із зміною № 1.

РОЗГОРТКА СЕКЦІЇ МОНТАЖНИХ ЕЛЕМЕНТІВ КУПОЛА - 24 секції (Елементи кілець жорсткості, зв'язки)

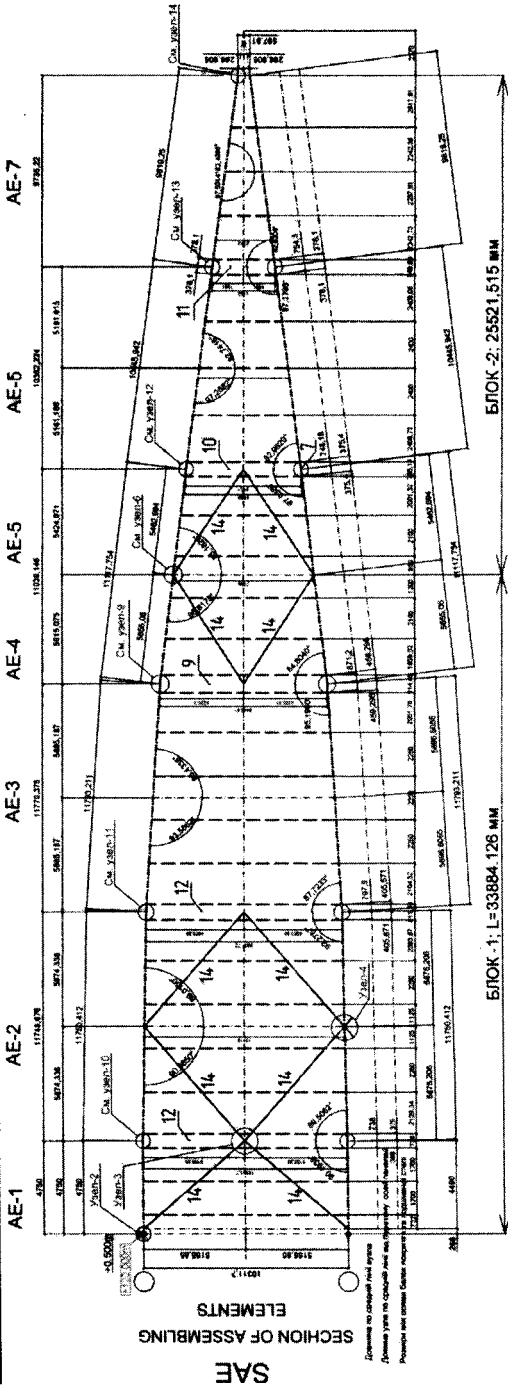


Рис. 5.90. Розгортка монтажних секцій купола "SAE", яка складається з секцій: AE-1+AE-7

Матеріал і сортамент прокатних профілів визначені за вимогами заповідника. Матеріал металокопструкцій – сталь S355ML. Замість сталі марки S355ML по EN 10025-4/2004 для фасонного і листового прокату копструкцій купола можливе використання російських сталей марки С375 по [35] (таблиця В.5 [94]). Заміна сталей марки С375 по [35] сталями, що поставляються за іншими державними стандартами і технічними умовами повинна призначатися відповідно до таблиці. 51,6 [90] за умови забезпечення таких значень меж текучості і міцності: $R_{yn}=355$ МПа, $R_{un}=470$ МПа – для товщини $t \leq 40$ мм; $R_{yn}=335$ МПа, $R_{un}=450$ МПа – для товщини $t > 40$ мм.

Сортамент прокатних профілів: двотаври ІРЕ по EN 10034; двотаври НЕА по EN 10034; кутники рівнобічні – EN 10056-1; сталь S 355 ML по EN 10025-2:2004. Марка сталі елементів металевих копструкцій прийнята залежно від групи копструкції відповідно до таблиці В.1 і В.2 (для труб) [94]. Зовнішня обшивка – для розрахунку прийнятий профнастил Н75-750-0.7 по [19] або аналог.

З'єднання елементів. Всі заводські з'єднання зварні, монтажні – болтові і зварні. Зварні шви заводських з'єднань виконувати напівавтоматичним і автоматичним зварюванням. Зварювальні матеріали приймати за таблицею. Г.1 [94].

Катети зварних швів, окрім вказаних, прийняти за таблицею Г.2 [94].

Монтажні з'єднання на болтах нормальної точності класу 5.8 по [92].

Для фланцевих з'єднань застосовувати високоміцні болти класу 10,9, а також із сталі 40Х “селект” виконання ХЛ, гайки і шайби до них – за [27, 28]. Застосовувати болти, гайки і шайби одного виробника.

Фланцеві з'єднання і вузли з'єднань зв'язків – фрикційного типу.

Вимоги з натягнення болтів, його контролю і щільності контакту між фланцями – відповідно до [93].

Для фундаментних болтів застосовують сталеві болти, що задовольняють вимоги, наведені в таблиці Г.4 додатка Г [94]. Фундаментні болти діаметром до 48 мм прийнято із сталі марки 09Г2С (допускаються і інші сталі за відповідного забезпечення несучої здатності болтів). Для фундаментних болтів застосовувати гайки класу міцності не нижче ніж 5 по [18]. Допускається застосовувати гайки із сталі марок, вживаних для болтів.

Після перевірки якості положення змонтованих копструкцій потрібно запобігти саморозкручуванню гайок постійних болтів вживанням контргайок, граверних шайб або іншими технічними способами.

Вказівки з виготовлення і монтажу металокопструкцій. Виготовлення і монтаж металокопструкцій здійснювати відповідно до вимог:

– проекту проведення робіт (ППР), розробленого спеціалізованою (монтажною) організацією; нормативній документації [83, 92, 93]; – робочих креслень КМ і КМД.

Допуски на виготовлення конструктивних елементів: збільшена збірка ребер-напіварок і монтажних блоків з пари ребер-напіварок – відхилення від геометрії осі і з площини елемента – $1/1000$ і не більше ніж ± 4 мм по всій довжині; відхилення від проектного положення вузлів монтажних блоків утворених з двох напіварок – $1/300$ і не більше ніж 20 мм; граничні відхилення положення центрів отворів фланців – в межах групи – 0,5 мм; останні відхилення – згідно з вимогами [93].

Задану точність виготовлення ребер-напіварок і монтажних блоків з пари ребер-напіварок здійснити із застосуванням кондукторів, шаблонів і пристосувань стапельного типу, що забезпечують підгонку, регулювання, вивіряння, і надійну фіксацію елементів, що сполучаються.

Збільшено збирання ребер-напіварок і монтажних блоків здійснювати на одному і тому самому шаблоні (стапелі) для кожного типу. Отвори виконати свердлінням. Отвори пари фланців виконувати одночасним крізним свердлінням двох фланців однієї пари. Отвори у фасонках ребер-напіварок, призначених для кріплення зв'язків свердлити під час монтажу по місцю отворів торцевих фасонки зв'язків після вивіряння геометрії.

Торці профілів і пластин під фланці, столики і ребра – стругати.

Діапазон температур замикання конструкції $8-14$ °С вище за нуль.

Несучий каркас розроблений із застосуванням металевих конструкцій. Виготовлення конструкцій на спеціалізованих заводах по відпрацьованому технологічному процесу з виконанням вимог відповідних технічних умов і вимог [92].

Монтаж конструкцій купола можна почати лише після виконання комплексу нульового циклу: земляних робіт, виконання монолітних залізобетонних фундаментів і кільцевих цокольних панелей з введенням систем інженерного забезпечення і виконання підготовки під чисті підлоги.

Виготовлення металоконструкцій здійснювати з врахуванням вимог [92]. Монтаж виконувати з врахуванням вимог [92]. Розбиття металоконструкцій на відправні марки виконати під час розроблення робочих креслень КМ і КМД. Максимальна довжина для транспортованих елементів металоконструкцій – 12,5 м.

Збирати елементи купола з фланцями лише в кондукторах. Після виконання приварювання зовнішні поверхні фланців відфрезерувати і піддати 100 % контролю ультразвукової дефектоскопії.

У монтажних болтових з'єднаннях на фланцях натягнути всі високоміцні болти від найжорсткішої зони до країв із зусиллям $5\sim 50$ кН. Зусилля натягнення $5\tau=50$ кН досягається під час закручування гайки гайковертом ІЕ 3121, або ІЕ 3115А, ручному закручуванні або ключем з плечем завдовжки 1 м із зусиллям на кінці плеча $25\text{ кг}=250$ Н.

Вся металопродукція, роботи і послуги із спорудження металоконструкцій підлягають обов'язковій сертифікації на відповідність продукції вимогам нормативно-технічних документів, зокрема міжнародних і національних стандартів інших країн, які діють в Росії.

Всі металоконструкції ґрунтувати на заводі-виробнику одним шаром ґрунтовки ГФ-021 по [9]. Перед нанесенням ґрунтовки металоконструкції очистити від окислів (іржі, окалини) і жирових плям, забезпечивши другу групу очищення по [16].

Металеві конструкції окрім місць монтажного зварювання, пофарбувати на заводі-виробнику двома шарами емалі ПФ-133. За домовленістю монтажною організацією із заводом-виробником, дозволяється останній шар фарби наносити безпосередньо на будмайданчику. Загальна товщина покриття повинна становити не менше ніж 55 мкм. Розробити склад антикорозійного захисту на стадії робочого проекту.

Перед монтажем місця монтажного зварювання очистити від ґрунтовки і після монтажу виконати антикорозійне покриття згідно з попереднім пунктом. Антикорозійний захист металоконструкцій виконувати відповідно до вимог [81, 84, 92].

Необхідні в проекті кордони вогнестійкості і поширення вогню по будівельних конструкціях, а так само сертифікати відповідності повинен підтвердити замовник під час виконання будівельно-монтажних робіт. Кордон вогнестійкості металевих конструкцій купола REI 60, а група по кордону поширення вогню – М0.

Пожежна безпека металевих конструкцій купола забезпечуються такими протипожежними заходами: захист сталевих елементів конструкції купола – покриття сертифікованими вогнестійкими матеріалами, які забезпечують межу вогнестійкості цих конструкцій REI 30, а групу по межі поширення вогню – М0; як внутрішня вогнестійка обшивка (REI 30) слугують сандвіч-панелі завтовшки 60 мм (80 мм, REI 60) заповнені жорсткими базальтовими мінераловатними плитами; виконання робіт проводиться лише ліцензованими організаціями, ними ж розробляється протипожежне покриття металевих конструкцій.

Розрахунок споруди. Розрахунок несучих конструкцій купола виконаний для стадії експлуатації канд. техн. наук І.З. Бутринським на підставі розроблених кінцево-елементних моделей купола з врахуванням нерегулярності топології каркаса біля прорізів. Розраховано з використанням таких програм і програмних комплексів: моделювання і розрахунок напружений-деформованого полявання в геометрично нелінійній і лінійній постановці, підбір і перевірка здатності несучих перерізів – програмних комплексів “ЛІРА”, “SCAD”, спеціалізованих відтестованих програм власного розроблення І.З. Бутринського.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Барашиков А.Я. Оценка технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений // А.Я. Барашиков, А.М. Малишев. – К.: НМЦ Держнаглядохоронпраці України, 1998. – 232 с.
2. Берг О.Я. Высокопрочный бетон. / Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Стройиздат. – М.: 1971. – 207 с.
3. Васильев А.А. Методика оценки физического износа металлических конструкций производственных зданий // А.А. Васильев, Б.Ю. Уваров, Ю.С. Эглескалн // Металлические конструкции: Сб. тр. Миси. – М.: 1975. – № 119 – С. 11–16.
4. ВСН-09-81. Технические правила контроля качества и приёмки строительных работ на объектах Министерства обороны. Ввод. впервые 1981-01-01. — М.: Минобороны СССР, 1982. – 552 с.
5. Гладишев Г.М. Вплив відношень погонних жорсткостей колон та ригелів в однопрогонових одноповерхових залізобетонних рамах на перерозподіл розрахункових зусиль в ригелях / Г.М. Гладишев, Р.І. Кінаш, Д.Г. Гладишев // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону. Будівельні конструкції : зб. наук. пр. – К.: НДБК, 1999. – С. 101–106.
6. Гладишев Г.М. Визначення фактичної міцності бетону за результатами обстеження стовбура залізобетонної димової труби Н=120м котлів ПТВМ № 1,2,3 на Київській Ст. 2 / Г.М. Гладишев // Реконструкція будівель та споруд. Досвід та проблеми : зб. наук. пр. – К.: НДБК, 2001. – Вип. 54. – С. 190–195.
7. Гладишев Г.М. До методики оцінки стану залізобетонних оболонок димарів для вибору послідовності їх обстеження в часі / Г.М. Гладишев, Д.Г.Гладишев // Ресурсо-економічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне.: НУВГП, 2006. Вип. 14. – С. 462–469.
8. Гладишев Г.М. Недоліки, які спричиняють зниження несучої здатності деяких конструктивних елементів в покриттях попередньо напружених круглих збірних залізобетонних резервуарів для нафти ємністю 30 тис. м³ / Г.М. Гладишев, Л.О. Дорошкевич, Б.А. Шостак, Б.Ю. Максимович // Нові матеріали і конструктивно-технологічні системи та їх застосування в будівництві. Другий Львівсько-Жешувський науково-теоретичний семінар: зб. наук. пр. – Львів.: Нац. ун-тет “Львівська політехніка”, 1992. – С. 50–53.
9. Гладишев Г.М. Оцінка впливу мінливості кроків арматури на несучу здатність монолітної залізобетонної плити надсилосного перекриття / Г.М. Гладишев, Д.Г. Гладишев // Сучасне промислове та цивільне будівництво: зб. наук. пр. – Макеївка: ДонНАБА, 2005. – Т.1, № 1. – С. 33–41.
10. Гладишев Г.М. Оцінка технічного стану залізобетонних конструкцій силосів корпусу № 6 на заводі ВАТ “Миколаївцемент”/Г.М. Гладишев // Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж: зб. наук. пр. – Донецьк: САМК, 2003. – С. 386–394.
11. Гладишев Г.М. Розрахунок рами каркасу багатопверхового будинку з неосьювою схемою ригелів / Г.М. Гладишев, Р.І. Кінаш, Д.Г. Гладишев // Проблеми теорії і практики будівництва : вісн. ДУ “Львівська політехніка” — Львів: Держ. ун-т “Львівська політехніка”, 1997. – Т. 4. – С. 15–22.
12. Гладишев Д.Г. Аналіз явища усадки бетону на прикладі колон нахиленої колонади градирні / Д.Г. Гладишев, Г.М. Гладишев // Теорія і практика будівництва: вісн. НУ “Львівська політехніка”. – Львів: Нац. ун-т “Львівська політехніка”, 2008. – №627. – С. 44–49.

13. Гладішев Д.Г. Визначення висоти проникнення вертикальних тріщин ультразвуковим імпульсним методом в залізобетонних ригелях поперечних рам / Д.Г. Гладішев, Р.І. Кінаш // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2003. – Вип.6. – С. 274–279.
14. Гладішев Д.Г. Зміна розрахункового прольоту залізобетонних балок у процесі їх навантаження / Гладішев Д.Г. Кінаш Р.І. // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2001. – Вип. 6. – С.178–183.
15. Гладішев Д.Г. Натурні дослідження ригелів багатоповерхових багатопролітних залізобетонних рам для виявлення розпирних зусиль на опорах ригелів / Д.Г. Гладішев, Р.І. Кінаш // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2003р. – Вип. 59. – Кн. 2. – С. 124–130.
16. ГОСТ 9.402-2004. Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Подготовка металлических поверхностей к окрашиванию – Взамен ГОСТ 9.402-80; введ. 2006-01-01. – М.: Стандартинформ, 2005. – 43 с.
17. ГОСТ 12.1.005-88. Система стандартов безопасности труда. Общие санитарно-гигиенические требования к воздуху рабочей зоны. – Взамен ГОСТ 12.1.005-76; введ. 1989-01-01. – М.: Госстандарт СРСР, 1988. – 47с.
18. ГОСТ 1759.5-87. Гайки. Механические свойства и методы испытаний. – Введ. впервые 1989-01-01. – М.: Госстандарт СРСР, 1988; переизд. Стандартинформ, 2006. – 8 с.
19. ГОСТ 7798-70*. Болты с шестигранной головкой и шестигранные гайки диаметром до 48 мм. Конструкция и размеры. – Введ. впервые 1972-01-01. – М.: Госстандарт СРСР, 1971. Переизд. – М.: ИПК издательство стандартов, 2001. – 11 с.
20. ГОСТ 8239-89. Двугавры стальные горячекатаные. Сортамент. – Взамен ГОСТ 8239-72*; введ. 1990-07-01. – М.: ИПК издательство стандартов, 1989. – 9 с.
21. ГОСТ8240-97. Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент. – Взамен ГОСТ8240-89; введ. 2002-01-01. – М.: ИПК издательство стандартов, 1997. – 18 с.
22. ГОСТ8509-93. Уголки стальные равнополочные. Сортамент. – Взамен ГОСТ8509-86; введ. 1994-01-01. – М.: ИПК издательство стандартов, 1993. – 6 с.
23. ГОСТ 9467-75*. Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы. – Взамен ГОСТ 9467-60; введ. 1977-01-01. – М.: ИПК издательство стандартов, 1975.–6 с.
24. ГОСТ 10922-90. Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия. Взамен ГОСТ 10922-75; введ. 1991-01-01. – М.: ИПК издательство стандартов, 1990. – 22 с.
25. ГОСТ 17624-87. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности. – Взамен ГОСТ 17624-78, ГОСТ 24467-80; введ. 1988-01-01 – М.: Госстандарт СССР, 1987. – 24 с.
26. ГОСТ 18105-86. Бетоны. Правила контроля прочности. – Введ. впервые 01.01.87. – М.: Госстандарт СРСР, 1986. – 15 с.
27. ГОСТ 22354-77. Гайки высокопрочные. Класс точности В. Конструкция и размеры. – Введ. впервые 1979-01-01. – М.: Госстандарт СРСР, 1978; переизд. – М.: Стандартинформ, 2006. – 4 с.
28. ГОСТ 22355-77. Шайба класса точности С к высокопрочным болтам. Конструкция и размеры. – Введ. впервые 1979-01-01. – М.: Госстандарт СРСР, 1978 : переизд. – М.: Стандартинформ, 2006. – 4 с.
29. ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. – Взамен ГОСТ 21243-75, ГОСТ 22690.0-77-ГОСТ 22690.4-77; введ. 1991-01-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 34 с.
30. ГОСТ 22904-93. Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры. – Взамен ГОСТ 22904-78; введ. 1995-01-01 – М.: Госстандарт СРСР, 1995 – 11 с.

31. ГОСТ 23615-79, (СТ СЭВ 5061-85). Статический анализ точности. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. – Введ. впервые; введ. 1980-01-01. – М.: Госстандарт СРСР, 1980. – 14 с.

32. ГОСТ 23616-79, (СТ СЭВ 4234-83). Контроль точности. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. – Введ. впервые; введ. 1980-01-01 – М.: Госстандарт СРСР, 1980. – 10 с.

33. ГОСТ 26020-83. Двугавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент. – Введ. впервые 1986-01-01 – М.: ИПК издательство стандартов, 1983. – 6 с.

34. ГОСТ 27751-88. (СТ СЭВ 384-87). Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. - Введ. впервые; введ. 1988-01-07. – М.: Госстандарт СРСР, 1988. – 8 с.

ГОСТ 27772-88*. Прокат для строительных конструкций. Общие технические условия. – Введ. впервые 1989-01-01 – М.: Госстандарт СРСР, 1988 : перизд. – М.: Стандартиформ, 2006. – 4 с.

35. Градирия площадью орошения 3200 м² с железобетонной башней в скользящей опалубке (Рабочий проект). ТЕПЛОЭНЕРГОПРОЕКТ. Ленинградское отделение, 1980.

36. Давидов В. И., Качество строительства: реальность и перспектива. Промышленное строительство. – М.: Стройиздат. 1990 г. № 11, с. 20–22.

37. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації. Видання офіційне. Державний комітет України в справах архітектури, будівництва та охорони історичного середовища. – К.: Держбуд України, 1995. – 39 с.

38. ДБН В.1.1-12:2006. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво у сейсмічних районах. – Взамін СНиП II-7-81; введ. 2007-01-02. – К.: Мінбуд України, 2007. – 51 с.

39. ДБН В.1.2:2-2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. – Взамін СНиП 2.01.07-85; введ. 2007-01-01. – К.: Мінбуд України, 2006. – 63 с.

40. ДБН В.1.2-6-2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд механічний опір та стійкість. – Вводиться вперше; введ. 2008-10-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 15с.

41. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – Взамін ГОСТ 27751, СТ СЭВ 3972-83, СТ СЭВ 3973-83, СТ СЭВ 4417-83, СТ СЭВ 4868-84; введ. 2009-01-12. – К.: Мінбуд України, 2009. – 32 с.

42. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Взамін СНиП 2.02.01-83; введ. 2009-07-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 78 с.

43. ДБН В.2.6-14-97. Конструкції будинків і споруд. Покриття будинків і споруд. Том 3. – Взамін СНиП II-26-76, СНиП 3.04.01-87 (раздел “Кровли”), РСН 295-88, РСН 353-90, РСН 355-91 (раздел “Кровли”), ВСН 10-89 ; введ. 2000-01-01. – К.: Госстрой Украины, 2000. – 109 с.

44. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. Взамін СНиП II-3-79; введ. 2007-04-01. – К.: Мінбуд України, 2006. – 68 с.

45. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. - Вводиться вперше; введ. 2003-01-07. – К.: Мінбуд України, 2003. – 82 с.

46. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини та переміщення. Вимоги проектування. Вводиться вперше; введ. 2007-01-01 – К.: Мінбуд України, 2006. – 15 с.

47. ДСТУ Б.В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93). Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури. – Взамін ГОСТ 22904-78; введ. 1995-04-06. – К.: Держбуд України, 1995. – 12 с.
48. Дмитриев Л.Г. Вантовые покрытия (расчет и проектирование) / Л.Г. Дмитриев, А.В. Касилов. – К.: Будівельник, 1974. – 272 с.
49. Егоров Е.А. Некоторые результаты и проблемы технического диагностирования стальных резервуаров для хранения нефтепродуктов // Зб. наук. праць Придніпровської ДАБА та Варшавського технічного ун-ту. – Дніпропетровськ, 1999. – С. 77–82.
50. Еременко С.Ю. Методы конечных элементов в механике деформируемых тел / С.Ю. Еременко – Харьков: Основа, 1991. – 272 с.
51. Железобетонные конструкции (Расчет и конструирование) / Й.Й. Улицкий, С.А. Ривкин, М.В. Самолетов, А.А. Дыховичный, М.М. Френкель, В.И. Кретов. – К.: Будівельник, 1973. – 992 с.
52. Заславский И.Н. Долговечность зданий и сооружений предприятий черной металлургии / И.Н. Заславский, В.Я. Флакс, В.Л. Чернявский. – М.: Стройиздат, 1979. – 276 с.
53. Кикин А.И. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий / А.И. Кикин, А.А. Васильев, Б.Н. Кошутин и др. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 301 с.
54. Кінаш Р.І. Вплив відношень погонних жорсткостей колон та ригелів в однопрогонових одноповерхових залізобетонних рамах на перерозподіл розрахункових зусиль в ригелях / Р.І. Кінаш, Д.Г. Гладішев, Г.М. Гладішев // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 1999. – С. 101–106.
55. Королёв В.П. Теоретические основы инженерных расчетов стальных конструкций на коррозионную стойкость и долговечность / Научн. труды ДГАСА Вып. 1-95. – Донецк: Донеччина. – 108 с.
56. Корсун В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных оболочек градирен / В.И. Корсун, А.Н. Машенко, Ю.Ю. Калмыков // Вісн. Донбаскої державної академії будівництва і архітектури. – Макєївка: ДДАБА. – 2001. – № 5(30). – С. 201–205.
57. Лантух-Лященко А.І. Оцінка технічного стану транспортних споруд, що знаходяться в експлуатації // Вісник Транспортної Академії України. – 1999. – № 3. – С. 59–63.
58. Лившиц Я. Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона / Я. Д. Лившиц. – К.: Вища школа, 1975. – 280 с.
59. Мищенко С.И. Контроль качества строительных изделий: Справочник / С.И. Мищенко, Г.В. Желудков, С.Я. Постернак – К.: Будівельник, 1989. – 256 с.
60. Нормативні документи з питань обстеження, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К.: Держбуд України, 1999. – 153 с.
61. НПАОП 45.2-1.01-98. Правила обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель і споруд енергетичної галузі України – К.: Енергоперспектива. 1999. – 96 с.
62. Онуфриев Н.А. Справочник инженера-строителя. Том 1. / Н.А. Онуфриева и А.С. Данилевского. – М.: Литература по строительству, 1968. – 642 с.
63. О предотвращении аварий с прогибом валов паровых турбин / Сборник распорядительных документов по эксплуатации энергосистем. (Теплотехническая часть) Часть 1, СПО ОРГРЕС. – М. : Энергоиздат, 1989 г. – С.110–113.
64. Отчёт об инженерно-геологических изысканиях, выполненных для определения расчётной сейсмичности площадки дымовой трубы № 2 Кишинёвской ТЭЦ-2, г. Кишинэу. Государственный институт "INGEOCAD". Государственного агентства земельных отношений и кадастра Республики Молдова. Объект № 696. – 42 с.
65. Парлетт Б. Симметричная проблема собственных значений: численные методы: пер. с англ. / Б. Парлетт. – М.: Мир, 1983. – 384 с.

66. Перельмутер А.В. Стан та залишковий ресурс фонду будівельних металевих конструкцій / А.В. Перельмутер, В.М. Гордеев, Є.В. Горохов та ін. – К.: / Сталь, 2002. – 166 с.
67. Рабочий проект. “Кишинёвская ТЕЦ-2. Главный корпус”. – Львов: Львовское отделение МЭиЭ СССР “Теплоэлектропроект”, 1970. – 298 с.
68. РД 34.21.363-95. Методические указания по обследованию производственных зданий сооружений тепловых электростанций, подлежащих реконструкции. – Взамен МУ 34-70-105-85; введ. 1998-11-01 – М.: СПО Союзтехэнерго, 1998. – 36 с.
69. РД 34.22.301-88. Методические указания по проведению натурных обследований железобетонных оболочек градирень, введ. 1989-01-01. – М.: СПО Союзтехэнерго, 1989. – 56 с.
70. РД 34.30.506-90. Методические указания по нормализации тепловых расширений цилиндров паровых турбин тепловых электростанций / Утв. Главтехупр. Минэнерго СССР 30.11.90; Разраб. ВТИ; Срок действ. установлен с 01.07.91. – М.: Рос. ВТИ, 1991. – 40 с.
71. РД 39-0147103-378-87. Руководящий документ. Инструкция по ремонту предварительно напряженных железобетонных резервуаров для нефти / Утв. Министерство нефтяной промышленности СССР 14-01-87; Разраб.: ВНИИСПТнефть; ЛолПИ; Срок действ. установлен с 1988-01-01. – Уфа: ВНИИСПТнефть, 1987. – 81 с.
72. Ройтман А.Г. Ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий / А.Г. Ройтман, Н.Г. Смоленская. – М.: Стройиздат, 1978. – 319 с.
73. Руководство по статистическим методам контроля и оценки прочности бетона с учётом его однородности по ГОСТ 18105-72. – М.: Стройиздат, 1974. – 64 с.
74. Серия 1.460.3-14. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетом 18, 24 и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения, типа “МОЛОДЕЧНО”. Чертежи КМ. – М.: Госстрой СССР, 1982.
75. Серия 1.460.3-14. Шифр 8397. Стальные колонны из широкополочных двутавров и святи из гнутосварных профилей для одноэтажных зданий с покрытием типа “МОЛОДЕЧНО”. Чертежи КМ. – М.: Госстрой СССР, 1985.
76. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-A.6-72; введ. 1984-01-01. – М.: Госстрой СССР, 1982. – 320 с.
77. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-6-74; введ. 1987-01-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
78. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-21-75; СН 511-78; введ. 1986-01-01 – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 80 с.
79. СНиП 2.03.04-84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях повышенных и высоких температур. Нормы проектирования. – Взамен СН 482-76; введ. 1986-01-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 54 с.
80. СНиП 2.03.11-85. Защита стальных конструкций от коррозии. – Введен впервые; введ. 1986-01-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 8 с.
81. СНиП 3.01.01-85*. Организация строительного производства. – Взамен СНиП III-1-76, СН 47-74 и СН 370-78; введ. 1986-01-01. – М.: Стройиздат, 1985. – 35 с.
82. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП III-15-76; СН 383-67; СНиП III-16-80; введ. 1998-04-01 Госстроем Украины. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 192 с.
83. СНиП 3.04.03-85*. Защита строительных конструкции от коррозии. Правила производства работ. Взамен СНиП III-23-76; введ. 1996-07-01. Госстрой СССР. – М.: ГУП ЦПП, 1996. – 32 с.
84. СНиП II-A.12-69. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-A.12-69*; введ. 1970-07-01. – М.: Госстройиздат СССР, 1982. – 86 с.
85. СНиП II-B.1-62*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-B-1-62; введ. 1963-01-01. – М.: Госстройиздат СССР, 1963. – 56 с.

86. СНиП II-3-79*. Строительная теплотехника. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-A.12-62; введ. 1979-07-01. – М.: Госстрой СССР, 1979. – 47 с.
87. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-B.1-62*; СНиП I-B.3-62; СНиП I-B.4-62; введ. 1977-01-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1977. – 89 с.
88. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-B.2-71; введ. 1981-01-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР. – 1981. – 52 с.
89. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-B.3-72; СНиП II-И.9-62; СН 376-67; введ. 1982-01-01. – М.: Стройиздат, 1990. – 94 с.
90. СНиП III-4-80*. Правила производства и приемки работ. Техника безопасности в строительстве. – Взамен СНиП III-A.11.70; Введ. 1981-01-01. – М.: Стройиздат, 1985. – 45 с.
91. СНиП III-18-75*. “Правила производства и приемки работ. Металлические конструкции. – Взамен СНиП III-B.5-62*”; введ. 1975-01-01. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1974. – 103 с.
92. СП 53-102-2004. Система нормативных документов в строительстве. Свод правил по проектированию и строительству. Общие правила проектирования стальных конструкций. Веден впервые; введен 2005-01-01. – М.: Стандартинформ, 2004. – 130 с.
93. СП 53-101-98. Свод правил по проектированию и строительству. Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций. Взамен ГОСТ 23118-78; введ. 1999-05-17 – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1999. – 37 с.
94. Стасюк М.І. Залізобетонні конструкції. Частина І. Основи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами / М.І. Стасюк. – К.: Фірма ВІПОЛ, 1997. – 270 с.
95. СТ СЭВ 1407-88. Надежность строительных конструкций и оснований. Нагрузки и воздействия. Основные положения. – Взамен СТ СЭВ 1407-78; введ. 1991-01-01. – М.: Изд. стандартов, 1989. – 19 с.
96. Технический отчет. “Ремонт железобетонной оболочки градирни № 2 Зуевской ТЭС, КНПП “Спецвысотремстрой” – Макеевка: Зугрэс, 2002. – 9 с.
97. Чехов А. П. Справочник по бетонам и растворам / А. П. Чехов, А. М. Сергеев, Г. Д. Дибров. – К.: Будівельник, 1979. – 256 с.
98. ANSYS Theory Reference. Twelfth Edition. SAS IP, Inc. Canonsburg, 1994.
99. Gorochov E.V., Korolev V.P., Balkena A.A. Durability of Steel Structures Under Reconstruction / E.V. Gorochov, V.P. Korolev, A.A. Balkena. – Rotterdam, Brookfield, 1999. – 305 p.
100. PN-B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. – Polski Komitet Normalizacyjny, 2002.
101. Raszka H. Skurcz betonu – geneza, objawy i przebieg w czasie. – Warszawa: Inżynieria i Budownictwo, nr 2. – 1995.
102. Raszka H. Uogólnione metody obliczania przewidywanych odkształceń skurczowych elementów betonowych. – Warszawa: Inżynieria i Budownictwo, nr 8–9 /. – 1990.
103. Siwec P., Szechinski M. Simulation of cooling tower collapse on the basis of non-linear FEM analysis. The 7th Conference “Shell Structures. Theory and Applications”. – Gdansk, 2002. – P. 213–214.
104. Thomas P.D. LU-decomposition of matrices with augmented dense constants/ P.D.Thomas, R.A. Brown // Intern. J. Numerical Methods Eng. –1987, V24, № 8. – P. 1451-1459.

Книги для навчання і роботи!



З. Я. Бліхарський

СВІТ

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ В АГРЕСИВНОМУ СЕРЕДОВИЩІ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ ТА ЇХ ПІДСИЛЕННЯ

Бліхарський З.Я.

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ В АГРЕСИВНОМУ СЕРЕДОВИЩІ ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ ТА ЇХ ПІДСИЛЕННЯ

Монографія. – 2011. – 296 с.

ISBN 978-617-607-113-6

У монографії наведено результати експериментальних та теоретичних досліджень корозії бетону, арматури та залізобетонних балок за одночасної дії агресивного середовища та навантаження, а також підсиленних після корозії залізобетонних балок, які персбувають під навантаженням. Запропоновано методику розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій, пошкоджених корозією. Для розрахунку підсилених після корозії залізобетонних балок запропоновано використовувати диференційовані коефіцієнти умов роботи бетону та арматури, які враховують рівень навантаження, за якого виконують підсилення. Розроблено пропозиції з моделювання процесів корозії та визначення глибини корозійних руйнувань бетону, зокрема залежно від рівня напружень, а також наявності стиску чи розтягу. Розроблено методику розрахунку залізобетонних балок на основі деформаційної моделі з використанням реальних діаграм σ - ϵ бетону та арматури.

Гнідець Б. Г.

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З НАПРУЖУВАНИМИ СТИКАМИ І РЕГУЛЮВАННЯМ ЗУСИЛЬ

Монографія. – 2008. – 548 с.

ISBN 978-966-553-823-3

Наведено результати розробок, досліджень і впровадження в будівництво на багатьох об'єктах нових збірних і збірно-монолітних статично невизначених залізобетонних конструкцій з напружуваними стиками і регулюванням зусиль. Розглянуто залізобетонні конструкції одноповерхових, багатоповерхових промислових і громадських будинків, інженерних споруд та прогонових будов мостів, а також методику їх розрахунку з урахуванням попереднього напруження надпорної арматури, різних видів стиків, способів їх виконання і технології монтажу.

Розглянуто особливості технології виконання попередньо напружених стиків цих конструкцій із застосуванням електротермічного і силового методів натягу арматури з автоматизацією контролю технологічних операцій.

Рекомендовано для інженерів-будівельників, проєктувальників, наукових працівників, а також студентів і аспірантів будівельних спеціальностей ВНЗ і факультетів.



Б. Г. Гнідець

СВІТ

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З НАПРУЖУВАНИМИ СТИКАМИ І РЕГУЛЮВАННЯМ ЗУСИЛЬ

Видавництво Львівської політехніки

вул. Ф. Колесси, 2, корп. 23 А, м. Львів, 79000

тел. +380 32 2582146, факс +380 32 2582136, <http://vlp.com.ua>, vmr@vlp.com.ua





ТзОВ НПФ "Реконстрпроект" заснована 7 грудня 1993 р. у Львові.

Основний напрямок діяльності – дослідження технічного стану будівель і споруд для їхньої реконструкції, проектування будівельних конструкцій промислових та цивільних будівель і споруд, зокрема просторових та високої складності.

За 18 років діяльності фірми виконані інструментальні обстеження, за результатами яких розроблені проекти реконструкції та підсилення більш ніж 200 об'єктів різного призначення, декілька робочих проектів з конструкцій будівель і споруд підвищеної складності та відповідальності, проекти металевих куполів великих прогонів та інші цікаві об'єкти.

Якість і високий технічний рівень обстежень та технічних розробок підтвердили в провідних фірмах та підприємствах: Lafarge, Бурштинська ТЕЦ, Житлово-будівельна компанія "Ваш дім", Західно-Українська будівельна компанія, ЗРУ Державна прикордонна служба України, Інтергал-Буд, ІФ Теплоэлектропроект, Київстар, Київська ТЕЦ-6, Кишинівська ТЕЦ, Комфортбуд, Львівгазвидобування, Львівський проектний інститут ДП МОУ, НДІ Проекреструкція, Світоч, Тебодін Україна, Техенерго, Трускавецькурорт, УкрКан Пауер, Утел та інші, які є замовниками та партнерами НПФ "Реконстрпроект".

Фірма пропонує такі послуги:

- інструментальне обстеження фактичного технічного стану (ступеня пошкодження, зношення) будівельних конструкцій із застосуванням сучасних неруйнівних методів та з використанням обладнання атестованої виміральної лабораторії;
 - експертне оцінювання стану та несучої здатності конструкцій, перевірка робочих креслень будівельних конструкцій і конструктивних рішень на відповідність до нормативної документації;
 - розроблення за результатами обстежень проектів для підсилення та реконструкції будівельних конструкцій;
 - розроблення проектів несучих конструкцій (основи та фундаменти, залізобетонні, металеві, кам'яні), зокрема з виконанням складних інженерних розрахунків та числового моделювання;
 - наукові розроблення в галузі будівельних конструкцій, їхньої оптимізації, наукове забезпечення проектування конструкцій складних та унікальних об'єктів.
- Фахівці фірми мають великий досвід з наукових досліджень та проектування, що дає змогу якісно виконувати роботи будь-якої складності і в стислі терміни.

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

Гладишев Геннадій Миколайович
Гладишев Дмитро Геннадійович

Дослідження технічного стану будівель, споруд та їхніх елементів

Редактор *Галина Клим*
Коректор *Олена Сенік*
Технічний редактор *Лілія Саламін*
Комп'ютерне верстання *Наталії Максимюк*
Художник-дизайнер *Маріанна Рубель-Кадирова*

Здано у видавництво 09.11.2011. Підписано до друку 22.01.2012.
Формат 70×100/16. Папір офсетний. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 24,5. Обл.-вид. арк. 23,1.
Наклад 300 прим. Зам. 110992.

Видавець і виготівник: Видавництво Львівської політехніки
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 751 від 27.12.2001 р.

вул. Ф. Колесси, 2, Львів, 79000
тел. +380 32 2582146, факс +380 32 2582136
vlp.com.ua, ел. пошта: vmr@vlp.com.ua